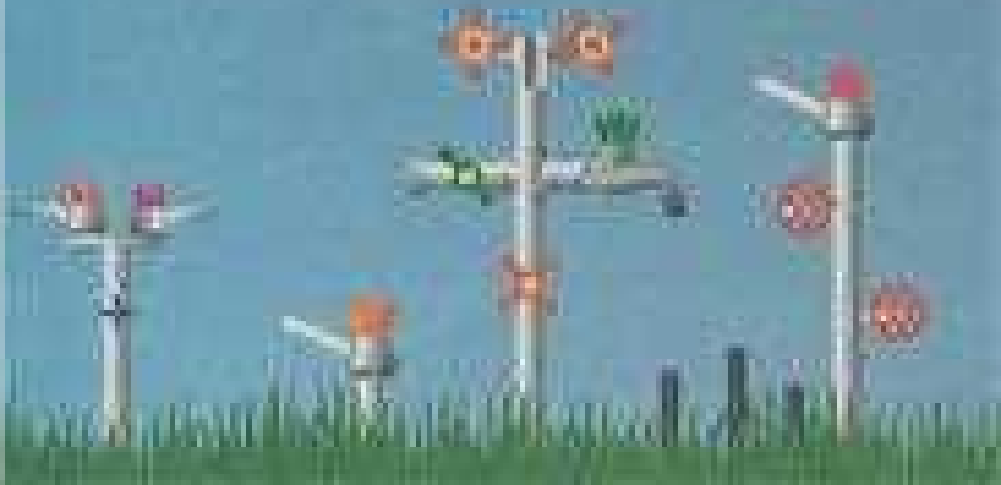
14 ENGESB SILUBESA

ADAPTAÇÃO E SUSTENTABILIDADE DE SERVIÇOS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA E DE ÁGUAS RESIDUAIS

RESUMOS



A CRIAÇÃO DAS PARCERIAS DAS "BAIXAS"

2. O acompanhamento técnico da Águas de Portugal

Alexandra SERRA ([1]); Katila RIBEIRO ([2]); Luís MAMOUROS ([3])

Resumo

Na sequência da entrada em vigor do Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Saneamento de Águas Residuais para o período 2007-2013 (PEAASAR II), a Águas de Portugal, SGPS, SA (AdP) estabeleceu contactos com a grande maioria dos Municípios do país visando a constituição de parcerias para a exploração e gestão conjuntas dos respectivos Sistemas Municipais.

Na sequência da manifestação de adesão que veio a envolver 193 Municípios do Continente, a AdP evoluiu em meados de 2007 para uma nova etapa dos estudos tendentes a estender à componente de "baixa", a parceria que tem desenvolvido com os Municípios ao nível da componente de "alta".

É neste contexto que a AdP veio a constituir em meados de 2007 uma nova equipa de trabalho e contratar a elaboração de um estudo técnico, com a profundidade de um Plano Director, abrangendo a totalidade dos aglomerados de cada um dos Municípios aderentes.

A elaboração de Planos Directores, que incluiu a realização de um diagnóstico da situação actual e a apresentação de uma solução técnica, envolveu cerca de 20 dos principais projectistas do sector, com experiência de trabalho nos locais de incidência, os quais interagiram com os quadros técnicos das respectivas entidades gestoras dos sistemas municipais de serviços de águas.

Após a recepção dos referidos estudos técnicos, a AdP veio a realizar um conjunto de estudos, ensaios e análises complementares, nos variados domínios, sobre a informação recebida dos projectistas, incluindo estudos de viabilidade económico-financeira para os sistemas de âmbito plurimunicipal das "baixas", com a determinação da solução técnica, dos investimentos necessários, da retribuição devida às autarquias e das tarifas que poderão ser praticadas.

Neste artigo propõe-se analisar a metodologia seguida, a nível técnico, pela AdP para o estabelecimento das referidas Parcerias.

([1]) *Engenheira Civil, Águas de Portugal, Rua Visconde de Seabra, 3, 1700-421 Lisboa, a.serra@adp.pt*, 212 469 510

([2]) *Engenheira do Ambiente, Águas de Portugal, Rua Visconde de Seabra, 3, 1700-421 Lisboa, a.katila@adp.pt*, 212 469 684

([3]) *Engenheiro Civil, Águas de Portugal, Rua Visconde de Seabra, 3, 1700-421 Lisboa, l.mamouros@adp.pt*, 212 469 691

Palavras-chave: *"baixas", sistemas de distribuição de água e de recolha de efluentes, parcerias, modelo técnico*.

1. INTRODUÇÃO

O Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Saneamento de Águas Residuais para o período 2007-2013 (PEAASAR II) estabeleceu entre os seus objectivos:

- Realizar os investimentos necessários à conclusão e à expansão dos sistemas em "alta" e à continuação da infra-estruturação da "baixa", com especial enfoque na articulação entre ambas as vertentes;
- Potenciar economias de escala e de gama e mais-valias ambientais, através de uma maior integração territorial e funcional de sistemas plurimunicipais vizinhos;
- Adoptar na vertente em "baixa" o princípio da criação de sistemas integrados, tanto quanto possível territorialmente articulados com as soluções existentes na vertente em "alta", e com um regime tarifário uniformizado na área de intervenção de cada sistema;

Segundo este documento, na vertente em "baixa", a estimativa dos investimentos prioritários a realizar no período 2007-2013 é da ordem dos 1,8 mil milhões de euros, e refere-se a:

- Investimentos directamente relacionados com a articulação com os sistemas em "alta", designadamente a execução das interligações entre ambas as vertentes ("alta" e "baixa") de redes de distribuição de água e reservas municipais e de redes de drenagem de águas residuais;
- Investimentos de renovação e reabilitação essenciais ao processo de redução de perdas, nomeadamente nas redes de abastecimento de água;
- Investimentos essenciais em sistemas de drenagem de águas residuais para o início do processo de separação da componente pluvial em sistemas unitários e de erradicação de ligações cruzadas nos sistemas separativos.

Na sequência da entrada em vigor deste Plano, o Grupo Águas de Portugal, SGPS, SA (AdP) estabeleceu contactos com a grande maioria dos Municípios do país visando a constituição de parcerias para a exploração e gestão conjuntas dos respectivos Sistemas Municipais.

Neste artigo propõe-se analisar a metodologia seguida, a nível técnico, pela AdP para o estabelecimento das referidas Parcerias. Pretende-se salientar a sustentação técnica do trabalho desenvolvido e realçar as vantagens de utilização das ferramentas de análise e apoio à decisão utilizadas pelo Grupo. O artigo encontra-se organizado em quatro capítulos, sendo este primeiro de introdução, o segundo de enquadramento do trabalho, o terceiro de descrição da metodologia seguida, a nível técnico, pela AdP para o desenvolvimento das Parcerias e, por fim, o quarto de considerações finais.

2. ENQUADRAMENTO GERAL

Como referido anteriormente, na sequência da entrada em vigor do PEAASAR II, a AdP estabeleceu contactos com a grande maioria dos Municípios do país visando a constituição de parcerias para a exploração e gestão conjuntas dos respectivos Sistemas Municipais. Depois da manifestação de adesão que veio a envolver 193 Municípios do Continente, a AdP evoluiu em meados de 2007 para uma nova etapa dos estudos tendentes a estender à componente de "baixa", a parceria que tem desenvolvido com os Municípios ao nível da componente de "alta". É pois neste contexto que a AdP veio a constituir em meados de 2007 uma nova equipa de trabalho e contratar a elaboração de um estudo técnico, com a profundidade de um Plano Director, abrangendo a totalidade dos aglomerados de cada um dos Municípios aderentes.

A elaboração de Planos Directores, que incluiu a realização de um diagnóstico da situação actual e a apresentação de uma solução técnica, envolveu cerca de vinte dos principais projectistas do sector, com experiência de trabalho nos locais de incidência, os quais interagiram com os quadros técnicos das respectivas entidades gestoras dos sistemas municipais de serviços de águas.

Os Planos Directores elaborados pelas equipas projectistas para cada um dos Municípios, englobou a realização de estudos técnicos e económicos com o objectivo de:

- Elaborar um diagnóstico da situação actual, nomeadamente a caracterização das infra-estruturas existentes e dos respectivos estados de conservação e funcional, a avaliação das áreas de cobertura e dos níveis de atendimento às populações, a identificação dos constrangimentos na articulação com os respectivos sistemas em "alta", o reconhecimento de problemas de fiabilidade no fornecimento de água, etc. (1.ª Fase).
- Definir as soluções técnicas a executar e determinar os respectivos planos de investimento, de modo a atingir os objectivos de atendimento e de qualidade do serviço fixados, e estimar os custos anuais de operação e manutenção associados (2.ª Fase).

A informação referente à caracterização actual dos sistemas municipais foi directamente fornecida pelos Municípios – a partir de ficheiros com a informação solicitada e de reuniões com a equipa de projectistas –, obtida a partir de dados fornecidos pelas entidades gestoras em "alta" e retirada de estudos anteriormente realizados.

Após a conclusão da 1.ª Fase do Plano Director, compreendendo a "Caracterização e Diagnóstico da Situação Actual" e a "Definição de Objectivos e Cenários de Evolução Socioeconómica" foram remetidos, a cada Município, dois relatórios, um referente ao abastecimento de água e outro ao saneamento de águas residuais urbanas, com a solicitação de parecer para efeitos de validação ou correcção da informação aí contida.

Os pareceres dos Municípios e a informação de caracterização da situação actual recebida, já depois de elaborado o respectivo relatório, foram tidos em consideração na definição das soluções a executar e introduzidos nos trabalhos da 2.ª Fase – "Concepção das soluções, com os respectivos investimentos e custos operacionais". Posteriormente foi ainda disponibilizado um relatório com sumário executivo do plano, para cada uma das componentes do serviço, que sintetiza o trabalho realizado nas duas fases, tendo sido

solicitado novo parecer. Note-se que até esta fase foram produzidos cerca de 580 relatórios num total 1.130 volumes distintos. Estiveram envolvidos mais de 170 consultores de 20 diferentes empresas de consultoria, resultando em cerca de 376 GB de informação.

O trabalho iniciado em Outubro de 2007 veio a concluir-se, nas suas principais componentes, em Agosto de 2008, tendo em conta a sua dimensão e natureza, assim como as limitações detectadas na informação disponível, face a um estudo que, recorde-se, foi o primeiro do género com esta amplitude no nosso país. Em artigo paralelo, intitulado "A criação das parcerias das "baixas" – 1. A elaboração dos planos directores pelos consultores", são descritas as principais actividades desenvolvidas e os mais importantes resultados obtidos pelas equipas de consultores.

Na preparação dos trabalhos em geral e dos Relatórios Técnicos em particular, a AdP procurou garantir que, não obstante a multiplicidade de intervenientes (consultores, municípios, empresas multimunicipais, …) e a diversidade dos municípios alvo do estudo, as características da informação e a organização dos documentos fossem uniformes:

- Tipificando o conteúdo dos Relatórios;
- Fixando pressupostos e critérios de concepção;
- Fixando os custos unitários de investimento;
- Uniformizando a formatação da apresentação dos documentos escritos e das peças desenhadas desenvolvidas, no que respeita ao objectivo, legendas, cromatismo, etc.

Obteve-se, deste modo, um maior controlo da fiabilidade da informação e das variáveis que integram este projecto, nas fases de concepção e estimativa de custos, bem como para as fases subsequentes.

Após a recepção dos referidos estudos técnicos, a AdP veio a realizar um conjunto de estudos, ensaios e análises complementares, nos variados domínios, sobre a informação recebida dos projectistas, incluindo estudos de viabilidade económico-financeira para tais sistemas municipais, com a determinação dos investimentos necessários, da retribuição devida às autarquias e das tarifas que poderão ser praticadas.

Esta fase veio a culminar com a apresentação de uma proposta preliminar aos Municípios aderentes, na sequência da qual, as partes decidiram evoluir para uma nova fase de trabalho em que nomeadamente se passou em revista o plano de intervenção perspectivado para cada um dos sistemas municipais.

De facto, na sequência das reuniões entre os municípios e a AdP foi acordado o desenvolvimento de acções de concertação, nomeadamente a realização de sessões de trabalho entre as respectivas equipas técnicas, com o objectivo, entre outros, de assegurar a actualização e validação:

- Das infra-estruturas levantadas e das suas principais características;
- Do diagnóstico indicativo do estado funcional das mesmas;
- Do plano de intervenção inicial perspectivado, nomeadamente em termos dos objectivos, prioridades, montantes e calendário de execução.

Para suportar a realização destas sessões de trabalho a AdP disponibilizou um conjunto adicional de documentação:

- Critérios de concepção de soluções e estimativa de investimentos e custos operacionais;
- Desenhos relativos à solução técnica proposta para os sistemas de abastecimento de água (AA) e saneamento de águas residuais (AR) de cada município;
- Quadros discriminativos por tipo de infra-estrutura que constam na solução, isto é, existentes a manter e a construir, por município e sistema (AA e AR), com as principais características, avaliação funcional e patrimonial (infra-estruturas existentes) e investimentos associados (infra-estruturas a construir e infra-estruturas a remodelar).

Foram realizadas várias reuniões de trabalho, tendo sido evidente a necessidade de se proceder a ajustamentos dos estudos técnicos, resultado das alterações ocorridas desde a realização dos trabalhos (por exemplo, infra-estruturas entretanto construídas ou reabilitadas, alteração do estado funcional de algumas infra-estruturas, novos dados de 2007 e 2008). Foi ainda combinado que seria finalizado o levantamento de outras informações relevantes para a fase seguinte do processo, nomeadamente o levantamento de dados complementares referentes ao pessoal, à área comercial e aos principais contratos em vigor associados às actividades de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais urbanas.

Nas reuniões realizadas, os representantes das Autarquias Locais deixaram bem expressa a necessidade de ser garantido o abastecimento de água, com sistemas públicos, a praticamente todos os aglomerados, e assegurado o bom funcionamento dos sistemas existentes. Relativamente ao saneamento de águas residuais, foram identificadas as prioridades de cada município relativamente à construção de novas redes em aglomerados não servidos por sistemas colectivos.

Foi relativamente consensual a necessidade de haver prudência e razoabilidade relativamente à construção de novas redes em aglomerados de reduzida dimensão, com densidades populacionais baixas, com fossas sépticas individuais servidas por um sistema de recolha eficaz e sem problemas ambientais associados e onde as taxas de adesão poderão ser baixas, quase sempre com investimentos elevados e com relevante impacto nas tarifas a praticar. É pois este o quadro de concertação que esteve subjacente à constituição das propostas de Parcerias e com base no qual se procedeu à construção do programa técnico de que resultou o respectivo plano de investimentos de expansão e remodelação inicial, partindo da caracterização da situação actual, definindo as propostas de solução dos sistemas de abastecimento e de saneamento.

3. METODOLOGIA UTILIZADA

3.1. Considerações gerais

No que se refere à sustentação técnica das Parcerias, para além do trabalho já descrito de coordenação dos relatórios técnicos, a AdP criou ferramentas de análise e apoio à decisão a pensar no futuro (*vide* figura seguinte):

- Ao constituir um repositório de todo o conhecimento adquirido, num SIG, designado por SIMBA, relativo às infra-estruturas existentes de abastecimento e saneamento e aos planos de investimento previstos que, para além de constituírem um auxiliar precioso na tomada de decisão, são um ponto de partida para a gestão das infra-estruturas.
- Ao garantir que cada Plano Director tivesse associado um Modelo Técnico que armazenasse, analisasse e calculasse todos os dados técnicos de engenharia necessários ao Modelo Económico e Financeiro (MEF) e permitisse ainda a simulação dinâmica de cenários de investimento, cenários de consumos/rejeição e principais custos associados.

No poster intitulado "A Criação das Parcerias das "Baixas". A solução SIMBA como ferramenta de suporte" apresenta-se sucintamente a estrutura de dados adoptada, bem como as principais funções integradas do SIMBA, que permitiram uma normalização dos procedimentos de inventariação e sistematização dos dados, bem como a elaboração de sínteses dos resultados obtidos, com vantagens evidentes para as análises comparativas necessárias para a constituição de um sistema de informação comum a todos os Planos.

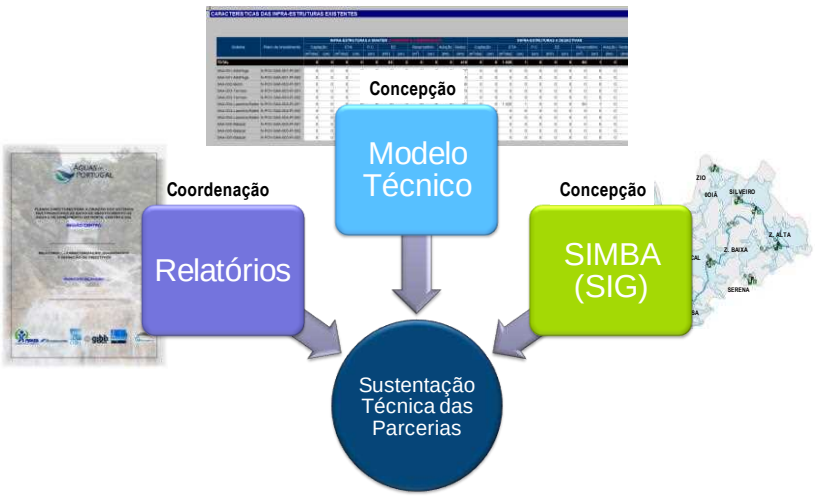


Figura 1. Componentes desenvolvidas pela AdP para a sustentação técnica das Parcerias.

Neste capítulo serão descritas as principais actividades desenvolvidas a nível técnico pela AdP para o estabelecimento das referidas Parcerias, nomeadamente no que se refere: à definição dos critérios de base; ao estabelecimento dos objectivos; à definição das propostas de intervenção; e à concepção dos Modelos Técnicos. Note-se que foram ainda definidas metodologias para o tratamento das temáticas a seguir enunciadas, que não fazem parte do âmbito deste artigo: tratamento de activos; concepção e dimensionamento dos sistemas; e preços unitários para estimativa de custos.

3.2. Definição dos critérios de base

3.2.1. População residente actual e futura

As estimativas populacionais foram determinadas com base nas "Projecções de População Residente, Portugal e NUTS III, 2000-2050", elaborado pelo Instituto Nacional de Estatística (INE) em 2005. O método utilizado pelo INE para efectuar as projecções de população residente foi o método das componentes, procedendo a uma contínua actualização da população de acordo com as hipóteses fixadas em cada uma das componentes: Fecundidade, Mortalidade e Migrações.

Com base nos pressupostos de evolução aceites para cada componente demográfica, elaborados pelo INE, constituíram-se três cenários, partindo de diferentes conjugações das hipóteses evolutivas consideradas, que foram designadas por "cenário baixo", "cenário base" e "cenário elevado" – *vide* figura seguinte.

No âmbito dos Planos Directores, a metodologia utilizada na estimativa da evolução da população residente por concelho consistiu na projecção do peso demográfico de cada concelho, no total da NUT III, a partir da sua população residente em 2006 (Estimativas para 2006 (INE) – Concelho). O procedimento adoptado foi o seguinte:

- Admitiu-se a manutenção da variação do peso do concelho na Nomenclatura de Unidade Territorial para Fins Estatísticos (NUT) III entre 2001 e 2006, até ao ano de 2010 (corrigida ao universo da NUT III);
- A partir de 2010 admitiu-se que as taxas de evolução dos pesos dos concelhos no total da NUT III vá evoluindo linearmente até se anular no ano 2029. A partir deste ano os concelhos apresentarão comportamento análogo ao da NUT III.

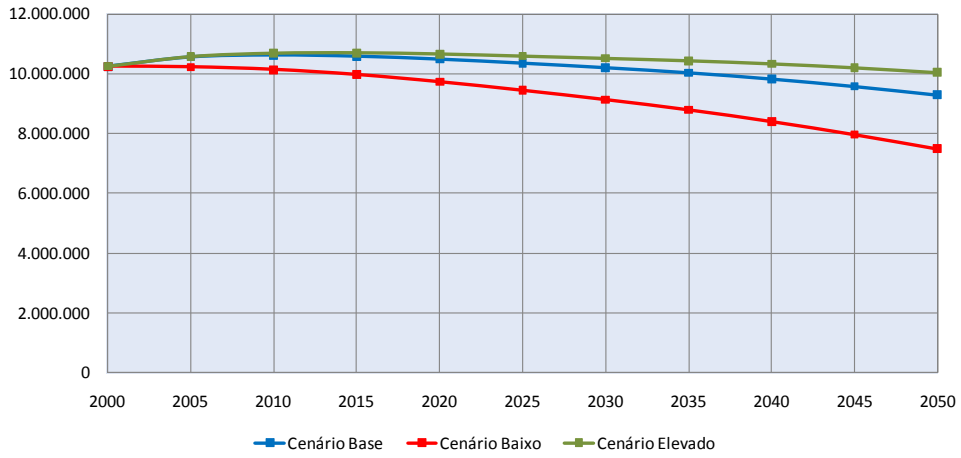


Figura 2. Projecção da evolução da população portuguesa entre 2001 e 2050 de acordo com os cenários estabelecidos pelo INE.

Para a estimativa da evolução da população residente por lugar considerou-se a projecção do peso demográfico de cada lugar, no total do concelho, a partir da sua população residente em 2006. Os valores obtidos foram redistribuídos pelos diversos lugares em função de um valor de controlo, a população residente no lugar a que pertence indicada no

Censo 2001 (em todos os casos estimou-se também o número de habitantes isolados, residuais, em cada freguesia).

Por fim, a projecção populacional adoptada resultou de uma análise comparativa entre:

- Os cenários de evolução do INE, obtidos de acordo com a metodologia acima descrita;
- Vários estudos demográficos disponíveis;
- O conhecimento que os municípios e as empresas gestoras dos sistemas plurimunicipais detêm da realidade.

3.2.2. Actividade económica e Projectos de Interesse Especial

No âmbito das soluções preconizadas para os serviços de água e saneamento, foram identificadas as actividades económicas e os Projectos de Interesse Especial na região que pudessem ter impacto significativo na expansão desses serviços.

3.2.3. Capitações

Para o dimensionamento e estimativa dos volumes de água a consumir e a rejeitar foram propostos três tipos de evolução das capitações no consumidor residente, de acordo com o tipo de freguesia (APR – Área Predominantemente Rural, APU – Área Predominantemente Urbana e AMU – Área Medianamente Urbana) que se apresentam no quadro seguinte. Note-se que o valor de capitação referente a 2006 foi estimado na Fase de Diagnóstico dos Planos Directores.

Quadro 1. Capitações adoptadas para a população residente (L/hab/dia).

Ano / Tipo	APR	APU	AMU
2006	Valor de capitação estimado na Fase de Diagnóstico.		
2015-2059	100-130	130-150	140-170

Por capitação da população residente dever-se-á entender: Capitação da população residente = Volume total utilizada (facturado ou não) / Pop. Residente. Assim, esta capitação está expressa em termos de população residente mas poderá incluir, para além do consumo doméstico, propriamente dito, as seguintes componentes facturadas (ou utilizadas) na área territorial em análise:

- o consumo comercial, industrial e do sector dos serviços dispersos;
- os consumos turísticos dispersos;
- os consumos de escolas e universidades;
- outros consumos utilizados dispersos.

A estimativa da capitação afecta à população flutuante foi efectuada, sempre que possível, tendo em conta os consumos de ponta nos períodos de maior afluência de população flutuante. Ao nível da população flutuante residencial foi adoptado o seguinte:

- Cap. pop. flutuante residente (L/hab.dia) = Cap. pop. residente (L/hab.dia)
- Novos empreendimentos turísticos:
- Cap (L/cama.dia) = 300 L/cama.dia
- Cap (L/campista.dia)= 60 L/campista.dia.

Depois de estabelecidos valores de referência da capitação, estes foram comparados com os estabelecidos pelas empresas gestoras dos sistemas plurimunicipais em "alta". Os valores de uns e outros foram acertados de modo a que, no final, os volumes previstos fossem similares.

3.2.4. Perdas e afluências indevidas

A evolução das perdas e das afluências indevidas é função das actuais e tem em conta os objectivos fixados sobre este domínio. De acordo com o Plano Nacional da Água (INAG, 2001): "Nos casos em que a água não facturada seja superior a 50%, deve-se atingir o nível de 35% até 2006 e de 30% até 2012. No caso em que se situe entre 30% e 50%, deve atingir o nível de 30% em 2006. Posteriormente deve-se evoluir para um nível de 15% até 2020". Entre 2007 e 2010 foram adoptados os valores actuais de perdas e afluências. Depois desta data, adoptaram-se as perdas e afluências dos quadros seguintes.

Quadro 2. Evolução das Perdas Totais (valores máximos admissíveis).

Ano	Perdas totais nos sistemas em "baixa" (%)		
2007	> 50%	30% – 50%	< 30%
2009	45%	40%	30%
2015	35%	30%	25%
2019 – 2059	20%	20%	20%

Notas:

- Os valores apresentados para 2007 resultam da Fase de Diagnóstico (ou foram estimados).
- As perdas comerciais representam no mínimo 5%. Na ausência de informação histórica, utilizou-se uma distribuição entre perdas físicas e perdas comerciais de respectivamente 60% e 40%.
- A redução das perdas totais até 2015 corresponde a uma redução de perdas comerciais (80%) e físicas (20%). Já a redução das perdas totais de 2015 até 2020 corresponde a uma redução de perdas físicas.

Quadro 3. Evolução das afluências indevidas (valores máximos admissíveis).

Ano	Afluências Indevidas (infiltrações e pluviais)		
	Sistema Unitário	Sistema Misto	Sistema Separativo
2007	> 50%	30% – 50%	< 30%
2009	50%	40%	30%
2015	40%	35%	25%
2019 – 2059	40%	35%	25%

Tal como para as outras componentes dos Dados de Base, também os valores de perdas e afluências indevidas foram discutidos com os responsáveis das entidades gestoras dos sistemas municipais e plurimunicipais em "alta" para que as previsões fossem similares.

3.3. Estabelecimento dos objectivos

3.3.1. Considerações gerais

A intervenção prevista no programa técnico das Parcerias, assim como os modelos de gestão associados, inserem-se na íntegra nos três grandes objectivos estratégicos para o sector constantes do PEAASAR II, a saber:

- A universalidade, a continuidade e a qualidade do serviço, dado que a solução proposta ao nível técnico e de gestão vem reforçar as condições de universalidade, continuidade e qualidade na prestação dos serviços, numa solução de solidariedade regional.
- A sustentabilidade do sector, uma vez que as soluções técnicas e de gestão propostas têm associadas preocupações de melhoria da produtividade e da eficiência e a coordenação com as políticas de desenvolvimento regional.
- A protecção dos valores ambientais, nomeadamente quanto às garantias acrescidas de boas práticas ambientais, e quanto ao desenvolvimento sustentável, num quadro de reforço dos mecanismos de regulação.

No âmbito dos Estudos que sustentam tecnicamente as intervenções propostas, foram definidos os objectivos operacionais, que resultam dos objectivos gerais elencados, e as metas a considerar no estabelecimento das soluções e intervenções a propor, visando a implementação e/ou garantia de fiabilidade do serviço de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais.

Deste modo, os objectivos operacionais considerados reflectem as orientações e metas do PEAASAR II, bem como as restantes normas em vigor para este sector de actividade, designadamente os parâmetros de referência da Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR), as metas do Plano Nacional da Água e os objectivos do Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água (INAG; 2005). Estes objectivos são divididos em:

- Aumento da taxa de cobertura dos utilizadores dos serviços;
- Melhoria da fiabilidade, qualidade e desempenho operacional; e
- Garantia da articulação "alta"/"baixa".

3.3.2. Nível de cobertura

<u>Abastecimento de água</u>

Relativamente ao aumento da taxa de cobertura, fixou-se como meta a atingir os níveis definidos pelo PEAASAR II que indica que deverá ser servida 95% da população global do país com sistemas públicos de abastecimento de água.

Foi ainda tido em conta que pode ser técnica e economicamente preferível adoptar sistemas dispersos de menor escala como alternativa a sistemas centralizados. Assim sendo, acima de níveis de atendimento de 80% foi ponderada a utilização de sistemas dispersos de menor escala, como alternativa a centralizados.

No âmbito dos Estudos foi estabelecido como objectivo geral servir o "número máximo possível" de habitantes, garantindo as metas estabelecidas no PEAASAR II.

Saneamento de Águas Residuais

O PEAASAR II fixa que deverá ser servida 90% da população global do país com sistemas públicos de drenagem e tratamento de águas residuais urbanas como valor de referência, aceitando, no entanto, que a percentagem do número de alojamentos servidos possa variar, por sistema, entre 70% e 100%.

Atendendo a que pode ser técnica e economicamente preferível adoptar sistemas individuais para aglomerações com população inferior a 500 habitantes, deve ser ponderada, nestes casos, a utilização de soluções individuais, como alternativa às soluções centralizadas, assegurando-se o respectivo sistema de recolha de lamas.

No âmbito dos Estudos que suportam tecnicamente as intervenções propostas foi desenvolvida uma metodologia específica para a selecção dos aglomerados a manter com soluções individuais de tratamento de águas residuais urbanas sempre que os mesmos não se enquadrarem em termos técnicos, económicos e ambientais em soluções integradas.

3.3.3. Fiabilidade, qualidade e desempenho operacional

Abastecimento de Água

No que respeita à melhoria da fiabilidade, qualidade e desempenho operacional e enquadrando este objectivo com os níveis de serviço estabelecidos pelo PEAASAR II, definiram-se os seguintes objectivos específicos/medidas a implementar:

- Reduzir/anular as áreas com deficiência de pressão ou com carência temporária de disponibilidade de água (situações tecnicamente deficientes);
- Reduzir as perdas, avaliadas pela percentagem de água captada ou "entregue" ao sistema que não é efectivamente utilizada, a um valor considerado razoável de 20% (em datas distintas consoante o nível de perdas actual);
- Adaptar os sistemas existentes às normas regulamentares em vigor, designadamente em termos da reserva/armazenamento disponível e das dimensões/características mínimas estabelecidas;
- Promover a reabilitação sistemática das infra-estruturas, de modo a garantir o seu bom funcionamento durante o período do projecto.
- Promover uma renovação periódica das redes de abastecimento de água, de acordo com o seu actual estado de conservação.
- Corrigir as situações que potencialmente ponham em risco a saúde pública ou que sejam danosas para o meio ambiente, implementando as medidas/acções/intervenções

que conduzam a uma percentagem de pelo menos 99% de resultados conformes com a legislação relativamente ao número total de análises realizadas à qualidade da água e de pelo menos 95% de captações com perímetro de protecção estabelecido;

- Promover a adopção de metodologias/acções para a avaliação das perdas, para a determinação de indicadores de desempenho e para a gestão apropriada do serviço.

Saneamento de Águas Residuais

No que respeita à melhoria da fiabilidade, qualidade e desempenho operacional do saneamento de águas residuais definiram-se os seguintes objectivos específicos:

- Reduzir/anular as áreas com problemas de funcionamento permanente, designadamente entupimentos e/ou extravasamentos (situações tecnicamente deficientes);
- Reduzir as afluências indevidas, avaliadas pela percentagem de águas pluviais e de infiltração afluentes aos sistemas separativos, a um valor considerado razoável de 25% (em datas distintas consoante, o nível de afluências indevidas actual);
- Adaptar os sistemas existentes às normas regulamentares em vigor, designadamente em termos das dimensões/características mínimas estabelecidas;
- Corrigir as situações que potencialmente ponham em risco a saúde pública ou que sejam danosas para o meio ambiente, implementando as medidas/acções/intervenções que assegurem o cumprimento da legislação em termos de descargas de acordo com a respectiva licença;
- Promover a reabilitação sistemática das infra-estruturas, de modo a garantir o seu bom funcionamento de acordo com o seu estado funcional e durante o período do projecto;
- Promover a renovação sistemática das redes de drenagem, de modo a garantir o seu bom funcionamento de acordo com o seu estado funcional e durante o período do projecto;
- Promover a adopção de metodologias/acções para a avaliação/medição dos caudais e das afluências indevidas, para a determinação de indicadores de desempenho e para a gestão apropriada do serviço.

3.3.4. Articulação “alta”/”baixa”

Abastecimento de Água

De modo a promover a implementação de soluções verticalizadas foi tido em conta a disponibilidade dos sistemas em “alta” entretanto implementados ou em vias de o serem, as expectativas de ligação/integração com as infra-estruturas da “baixa” e as orientações programáticas do sector a nível nacional e comunitário. A articulação “alta”/”baixa” constituiu assim um objectivo fundamental e primordial, na medida em que garante uma adequada articulação das infra-estruturas da “baixa” com os sistemas em “alta”, particularmente quando geridos por diferentes entidades.

No universo dos Estudos verifica-se a existência de situações bem distintas e variadas no que diz respeito à articulação “alta”/“baixa”, de que se destacam as seguintes:

- Concelhos totalmente integrados, com todas as "ligações" em funcionamento pleno;
- Concelhos em fase de integração (por vezes apenas eventual), em fase de consolidação dos pontos de ligação;
- Concelhos servidos integralmente por captações próprias;
- Concelhos servidos em simultâneo pelo sistema multimunicipal e por captações próprias.

Com vista à prossecução do objectivo em análise identificam-se dois tipos da intervenção:

- Construção/ampliação de infra-estruturas de adução/ligação dos pontos de entrega em "alta" aos reservatórios da "baixa" (ligação "alta"/"baixa");
- Remodelação/ampliação das infra-estruturas existentes em "baixa" para integração/adaptação plena às "entregas" da "alta" (adaptação da situação existente à nova configuração).

Verificaram-se no entanto situações em que na ausência de sistema multimunicipal ou ainda por não ser economicamente viável a articulação "alta"/"baixa" se considerou a adopção de sistemas denominados de sistemas autónomos que não cumprem este requisito. Foi necessária a adopção desta solução com vista a garantir o cumprimento dos objectivos anteriores (aumento da taxa de cobertura e melhoria da fiabilidade, qualidade e desempenho operacional).

Saneamento de Águas Residuais

Como referido anteriormente, tendo em conta a disponibilidade dos sistemas em "alta" entretanto implementados ou em vias de o serem, as expectativas de ligação/integração com as infra-estruturas da "baixa" e as orientações programáticas do sector a nível nacional e comunitário, constitui um objectivo fundamental a adequada articulação das infra-estruturas da "baixa" com os sistemas em "alta", particularmente quando geridos por diferentes entidades.

Tal como para o abastecimento de água, verifica-se a existência de situações bem distintas no que diz respeito à articulação "alta"/"baixa", de que se destacam as seguintes situações:

- Concelhos totalmente integrados, com todas as "ligações" em pleno funcionamento;
- Concelhos em fase de integração, em fase de consolidação dos pontos de ligação.
- Concelhos servidos integralmente por ETAR próprias;
- Concelhos servidos em simultâneo pelo sistema multimunicipal e por ETAR próprias.

Com vista à prossecução do objectivo identificam-se dois tipos da intervenção específica:

- Construção de infra-estruturas de transporte/ligação entre as redes em "baixa" e os pontos de recolha em "alta" (ligação "alta"/"baixa");
- Remodelação/ampliação das infra-estruturas existentes em "baixa" para integração/adaptação plena às "recolhas" da "alta".

Também nesta componente se verificaram situações em que a falta de soluções em "alta" ou ainda por não ser economicamente viável a articulação "alta"/"baixa" se considerou a adopção de sistemas autónomos que não cumprem este requisito.

3.4. Definição das propostas de intervenção

As intervenções propostas são enquadradas quanto à persecução predominante dos objectivos de:

- Aumento de cobertura, incluindo-se neste objectivo nomeadamente:
  - Construção/ampliação de infra-estruturas de captação/tratamento;
  - Construção/ampliação de infra-estruturas de adução/transporte;
  - Construção/ampliação de infra-estruturas de reserva/armazenamento;
  - Construção/ampliação de redes de distribuição/drenagem;
  - Selecção/identificação dos lugares a manter com soluções dispersas.
- Aumento de fiabilidade/qualidade/desempenho operacional, englobando-se neste objectivo as intervenções de melhoria ambiental:
  - Visando a correcção de situações tecnicamente deficientes (pressões insuficientes, cortes/interrupção do abastecimento, carência em períodos específicos, entupimentos, extravasamentos, inundações em épocas pluviosas);
  - Visando a correcção de situações não regulamentares (reserva, diâmetros mínimos, materiais indevidos, inclinações, etc.);
  - Visando a redução dos consumos e perdas e das afluências indevidas;
  - Visando a correcção de situações de risco para a saúde pública ou danosas para o ambiente;
  - Visando a renovação das infra-estruturas de modo a garantir o cumprimento do normativo aplicável e a qualidade de serviço exigível.
- Articulação “alta”/”baixa”, incluindo-se neste objectivo nomeadamente:
  - Construção/ampliação de infra-estruturas de adução/transporte entre os pontos de entrega e os reservatórios em “baixa/desde as redes de drenagem até aos pontos de recolha em “alta”;
  - Remodelação das infra-estruturas existentes para adaptação às entregas/recolhas em “alta”.

Da consideração e cruzamento dos objectivos fixados com as principias conclusões resultantes da Caracterização da Situação Actual, identificam-se situações que, por não apresentarem uma situação actual consentânea com as exigências decorrentes da consideração das metas e objectivos estabelecidos, serão alvo de propostas de intervenção específicas no âmbito da Parceria.

Para além dos objectivos que perseguem, as intervenções devem ainda ser agrupadas em torno de idêntica prioridade. Pretende-se com esta classificação introduzir mais uma dimensão para apoiar a hierarquização das intervenções, agora em função de aspectos como a premência das intervenções, enquadramento no Quadro de Referência Estratégico Nacional (QREN). Assim sendo, criou-se a figura do Plano de Investimento, que se destina a organizar as intervenções previstas em torno de um conjunto idêntico de parâmetros,

considerados relevantes para a hierarquização de medidas, que possam apoiar o processo de tomada de decisão.

No essencial entendeu-se proceder à sua estruturação em torno dos objectivos que perseguem, da prioridade que lhe está subjacente e da proximidade temporal da sua execução.

Entendeu-se ainda mediar o impacto expectável das intervenções previstas em cada plano de acordo com um conjunto de indicadores. Assim sendo, as intervenções previstas foram agregadas em Planos de Investimentos tendo em atenção os seguintes aspectos (*vide* exemplo de tipificação dado na Figura 3): sistema análogo; prossecução de um objectivo comum; idêntica prioridade; proximidade temporal.

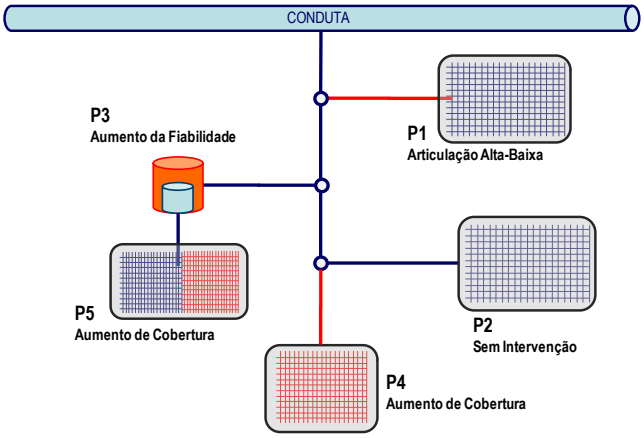


Figura 3. Tipificação dos Planos de Investimentos.

3.5. Concepção do Modelo Técnico

Cada modelo técnico consiste num ficheiro Excel constituído por várias folhas de cálculo que permite o armazenamento e análise dos dados de base e a estimativa das variáveis relativas a cada uma das componentes (abastecimento e saneamento) dos municípios abrangidos pelo Estudo.

Conforme se pode visualizar no esquema da figura seguinte, através da introdução dos dados relativos a cada um dos municípios (desagregados ao nível do lugar) levantados durante a fase de diagnóstico (como a capitação, a evolução da população residente, etc.) é possível o cálculo de variáveis, não só indispensáveis ao estabelecimento das soluções técnicas como à análise da viabilidade económico-financeira do projecto (volumes consumidos, clientes e ramais servidos, etc.).

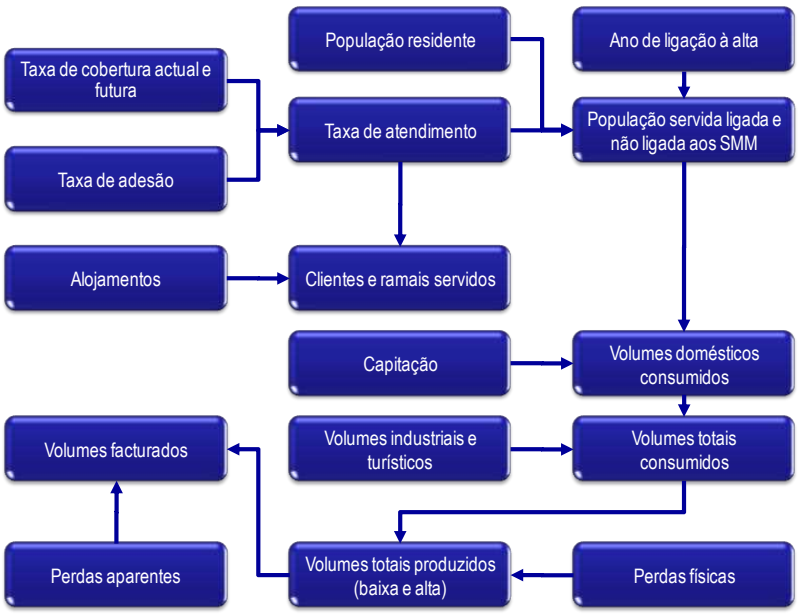


Figura 4. Arquitectura do Modelo Técnico de abastecimento de água (pormenor).

As figuras seguintes demonstram a arquitectura global de um modelo técnico relativo ao saneamento de águas residuais, correspondendo cada uma das células apresentadas a uma das folhas de cálculo que constituem o Modelo.

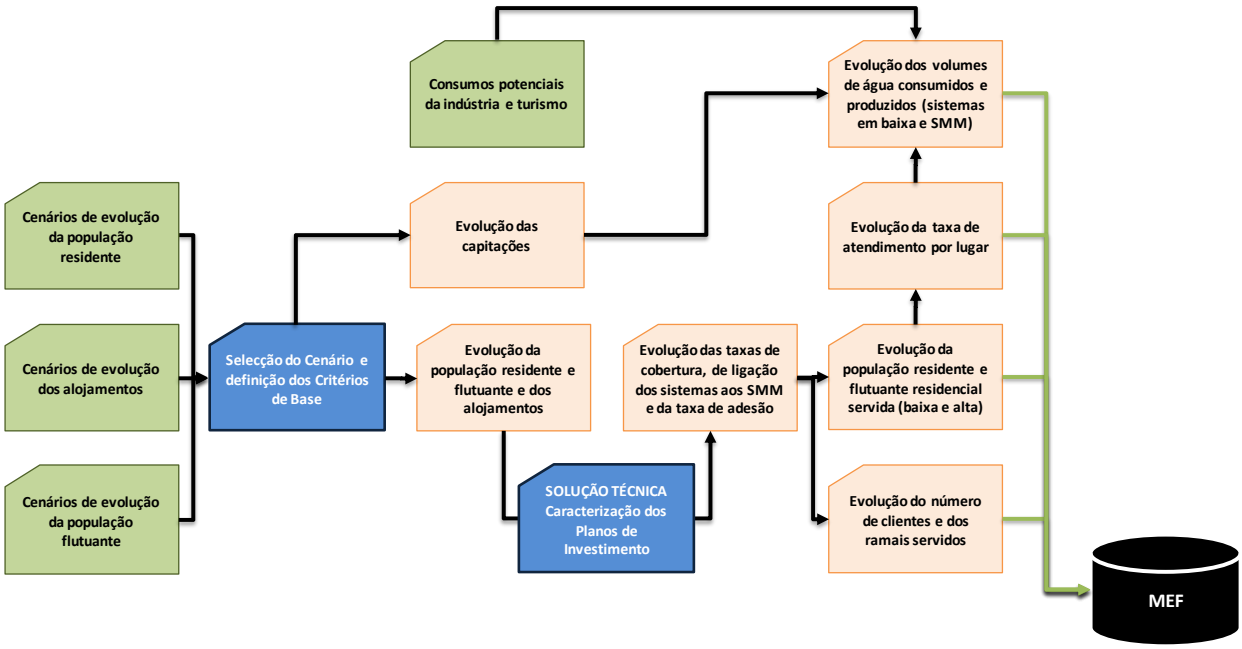


Figura 5. Arquitectura global do modelo técnico de saneamento de águas residuais (parte 1).

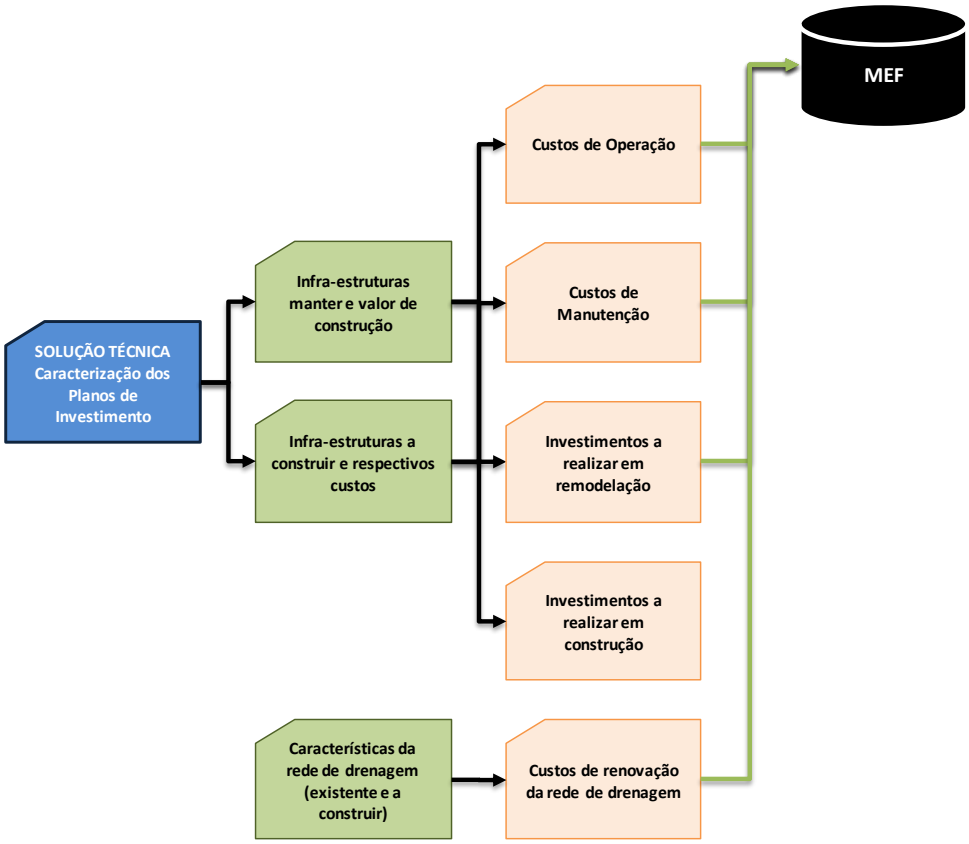


Figura 6. Arquitectura global do modelo técnico de saneamento de águas residuais (parte 2).

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste artigo descreveram-se algumas das actividades desenvolvidas a nível técnico pela AdP que, em conjunto com outras de carácter jurídico, financeiro, institucional, permitiram que em apenas dois anos, e ao abrigo do disposto no Decreto-Lei n.º 90/2009, de 9 de Abril, que estabelece o regime das parcerias entre o Estado e as Autarquias Locais para a exploração e a gestão de sistemas municipais de abastecimento público de água e de saneamento de águas residuais urbanas:

- Se registasse um acordo, assinado em Julho de 2009, em torno da constituição de uma Parceria Público-Pública entre o Estado, representado pelo Sr. Ministro do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, e os municípios para a criação da Águas da Região de Aveiro, sociedade onde o Estado se faz representar pela AdP em posição maioritária;



Figura 7. Âmbito geográfico da Águas da Região de Aveiro.

- Fossem celebrados seis Protocolos de Parcerias entre a AdP e os municípios para a constituição dos sistemas municipais de abastecimento público de água, de saneamento de águas residuais urbanas.

Para mais informação acerca dos resultados obtidos com o trabalho desenvolvido na criação dos sistemas das "baixas", deverá ser consultado, entre outros, o artigo paralelo "A criação das parcerias das "baixas" – 4. Principais resultados a nível nacional", exclusivamente dedicado a esta temática.

Pode, por tudo o que ficou exposto neste artigo, concluir-se pela importância da utilização da metodologia seguida pela AdP na sustentação técnica do trabalho desenvolvido na criação das Parcerias (que foi o primeiro do género com esta amplitude no país) e realçar as vantagens de utilização das ferramentas concebidas pelo Grupo nestas tarefas.

Através do Modelo Técnico, os dados de base (utilizados usualmente pela componente de engenharia) são transformados em informação útil para a tomada de decisão ao nível de investimentos, gestão de activos, controle de perdas, gestão da procura, etc. Esta ferramenta constitui por isso uma via de comunicação preferencial de gestão do conhecimento entre as diferentes competências existentes nas entidades gestoras – veja-se por exemplo que através do Modelo Técnico foi possível simular diferentes cenários de expansão do serviço que correspondiam a tarifas graduais, tendo-se, em conjunto com os municípios, optado pelo cenário com melhor relação custo/benefício.

Para o negócio, o resultado e benefícios obtidos passam sobretudo por conseguir tomar decisões suportadas em factos. Note-se, a este propósito, que qualquer modelo económico e financeiro, fulcral para uma entidade gestora nas fases de concepção, arranque e exploração de um sistema, não vale tanto pelo tipo de modelo económico seleccionado, mas mais pela qualidade da informação técnica que o alimenta. Nesta perspectiva importa realçar que neste momento a AdP detém a maior parte da informação útil acerca dos sistemas municipais de abastecimento e de saneamento de todo o país, sistematizada e organizada de modo a ser facilmente utilizável.

Os principais desafios do negócio passam a partir de agora por estabelecer prioridades, aumentar a produtividade, cumprir de objectivos de acordo com o plano traçado e alterar estruturas de informação. Assim sendo, o recurso ao Modelo deve ser visto numa dupla perspectiva:

- Planeamento a curto prazo: a informação encontra-se desagregada a um nível compatível com as necessidades de informação necessárias para os primeiros programas de medidas.
- Planeamento a médio prazo: há medida que o operador vai conhecendo o sistema, vai refinando e actualizando o Modelo de modo a poder planear com maior sensibilidade e robustez, ou seja, tomar decisões alinhadas com as reais situações da operação.

Os grandes benefícios tecnológicos da utilização deste tipo de ferramentas passam, na maior parte das vezes, pela optimização dos custos para obter informação. Deste modo, deverá garantir-se que a informação de negócio requerida é extraída, armazenada e entregue de modo flexível e resistente à passagem do tempo.

Em conclusão, a AdP, consciente das vantagens da ferramenta que tem vindo a desenvolver, tem em curso um projecto que consiste na transformação e aperfeiçoamento do Modelo Técnico num produto de *bussiness intellingence*, utilizável por todas as entidades gestoras que pretendam possuir uma ferramenta de análise e apoio à decisão. Está por isso em fase de estudo a integração do Modelo Técnico com o Sistema de Informação Geográfico (o SIMBA) – interligação já efectivada – e com ferramentas de gestão de clientes, de gestão de activos, etc.

O produto em desenvolvimento deverá ser uma parte insubstituível dos processos de criação e exploração das operadoras, contribuindo com informação integrada de negócio e garantindo transparência acrescida em toda a empresa. Com esta opção, resultará uma melhor tomada de decisão estratégica, promovendo a todos os níveis melhorias de eficiência e de eficácia organizacional.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Instituto da Água (2001). *Plano Nacional da Água*. Ministério do Ambiente e Ordenamento do Território. Lisboa, Portugal.

Instituto da Água (2005). *Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água*. Ministério do Ambiente e Ordenamento do Território. Lisboa, Portugal.

Instituto Nacional de Estatística (2005). *Projecções de População Residente, Portugal e NUTS III, 2000-2050*. Instituto Nacional de Estatística. Lisboa, Portugal.

Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional (2007). *Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Saneamento de Águas Residuais para o período 2007-2013*. Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional. Lisboa, Portugal.

A CRIAÇÃO DAS PARCERIAS DAS "BAIXAS"

Objectivos e oportunidades dos Planos Directores

António J. MONTEIRO(1); Arnaldo S. FRIAS(2); Maria V. SILVA(3); Ana T. SILVA(4)

RESUMO

Com o objectivo de contribuir para a concretização das medidas estratégicas propostas no PEAASAR II foram desenvolvidos estudos para três vastas regiões do País, em que as redes em baixa assumem papel relevante, denominados "Planos Directores para a criação dos Sistemas Multimunicipais de Baixa de Abastecimento de Água e de Saneamento do Norte, Centro e Sul".

A elaboração destes Planos Directores envolveu 19 empresas projectistas do sector da água com experiência de trabalho nas regiões a servir e incluiu a realização de um diagnóstico da situação actual, a apresentação de soluções técnicas e o desenvolvimento de uma proposta de plano de investimento para cada concelho.

O trabalho técnico, desenvolveu-se nas suas principais componentes entre Outubro de 2007 e Agosto de 2008 e caracteriza-se pela dimensão considerável dos meios envolvidos e pelo carácter inovador da metodologia e ferramentas utilizadas.

Neste artigo apresenta-se o âmbito do trabalho desenvolvido, a metodologia adoptada, os principais obstáculos encontrados e a forma pragmática adoptada para os superar no curto prazo disponível.

O artigo finaliza com algumas considerações sobre as oportunidades criadas com o desenvolvimento destes Planos, recomendações para a monitorização da sua implementação e o papel que as empresas de consultores poderão ter nesse domínio.

Palavras-chave: abastecimento de água, abordagem integrada, levantamento de informação, planeamento do sector da água, saneamento de águas residuais, sistemas em "baixa".

(1) Eng.º Civil, PhD em Engenharia Civil (IST), ENGIDRO - Estudos de Engenharia Lda, Rua Luís Cristino da Silva, Lt 248 2º 98E, 1950-172 Lisboa, Portugal. Tel. (+351) 218310320, Fax: (+351) 218597070, E-mail: a.j.monteiro@engidro.pt

(2) Eng.º Civil, PROCESL - Engenharia Hidráulica e Ambiental, Lda., Alfrapark - Estrada do Seminário, 4 - Edifício C Piso 1 Sul - Alfragide, 2614-523 Amadora, Portugal. Tel. (+351) 210067200, Fax: (+351) 21 006 72 98, E-mail: afrias@procesl.pt

(3) Eng.ª Civil, HIDROPROJECTO - Engenharia e Gestão, S.A., Edifício Eduardo Viana - Rua Quinta das Romeiras, n.º 104 - 7º - Miraflores, 1495-236 Algés, Portugal. Tel. (+351) 21 751 30 00, Fax: (+351) 21 751 30 01, mlsilva@hidroprojecto.pt

(4) Eng.ª Ambiente, MSc em Hidráulica e Recursos Hídricos (IST), ENGIDRO - Estudos de Engenharia Lda, Rua Luís Cristino da Silva, Lt 248 2º 98E, 1950-172 Lisboa, Tel. (+351) 218310320, Fax: (+351) 218597070, E-mail: engidro@engidro.pt

INTRODUÇÃO

Com o objectivo de contribuir para a concretização de uma das medidas de estratégia proposta no Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Saneamento de Águas Residuais para o período 2007-2013 (PEAASAR II, 2007) e na sequência da manifestação de adesão de um número significativo de Municípios do Continente, a Águas de Portugal, S.A. decidiu lançar estudos para três vastas regiões do País, em que as redes em baixa assumem papel relevante, e que foram denominados “Planos Directores para a criação dos Sistemas Multimunicipais de Baixa de Abastecimento de Água e de Saneamento do Norte, Centro e Sul”.

Os Planos Directores abrangeram um conjunto de 193 Municípios (74 da Região Norte, 74 da Região Centro e 45 da Região Sul) duma vasta região que abrange cerca de 4,6 milhões de habitantes residentes, de acordo com os censos de 2001, o que corresponde a cerca de 46% da população residente em Portugal continental (2,30 milhões para a Região Norte, 1,58 milhões para a Região Centro e 0,69 milhões para a região Sul). Para se ter uma ideia do potencial de clientes em baixa refira-se que, de acordo com os mesmos censos, a área em estudo tinha 2,33 milhões de alojamentos familiares em 2001 (1,05 milhões para a Região Norte, 830 000 para a Região Centro e 450 000 para a região Sul), o que corresponde a cerca de 48% do total dos alojamentos familiares de Portugal continental.

A elaboração destes Planos Directores, envolveu 19 dos principais projectistas do sector, com experiência de trabalho nos locais de incidência. Na Figura 1 apresentam-se os concelhos abrangidos e a equipa de consultores que participou no respectivo desenvolvimento.

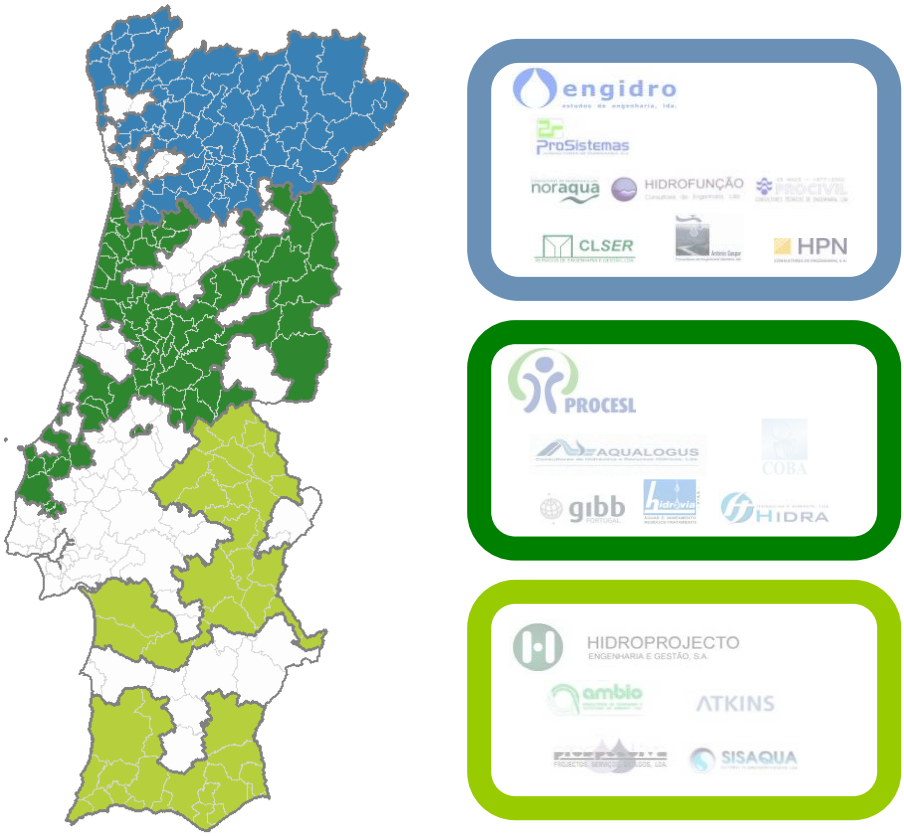


Figura 1. Âmbito Territorial dos Planos Directores para a AdP

Estes Planos serviram de base à realização dos Documentos de Enquadramento Estratégico das áreas regionais abrangidas, que servem de suporte aos processos de candidatura a fundos comunitários dos investimentos a realizar nos sistemas municipais de distribuição de água e de saneamento de águas residuais dos Municípios envolvidos. O desenvolvimento dos Planos foi realizado em três Fases:

1. Diagnóstico e Definição de Objectivos – incluiu a elaboração de um diagnóstico fundamentado da situação actual e a definição de objectivos e cenários de evolução socio-económica;
2. Concepção das Soluções e Investimentos – incluiu a definição dos programas de medidas a executar, a concepção das soluções técnicas, a elaboração dos planos de investimento a realizar nos sistemas de modo a atingir os objectivos de atendimento e de qualidade fixados no PEAASAR II, a estimativa dos custos anuais de operação e manutenção associados aos sistemas em baixa de forma a permitir uma completa caracterização técnico-económica das soluções propostas;
3. Sumário Executivo do Plano Director – incluiu uma síntese das principais conclusões dos Planos Directores.

Este artigo encontra-se organizado em quatro pontos. Após este ponto inicial de carácter introdutório, os pontos 2 e 3 apresentam as principais tarefas desenvolvidas em cada uma

das fases de elaboração do trabalho. Descrevem-se no ponto 2 as tarefas desenvolvidas na fase de diagnóstico e de fixação de objectivos. No ponto 3 apresenta-se a metodologia seguida na concepção das soluções e estimativa das necessidades de investimento. Finalmente, no ponto 4 apresentam-se algumas considerações finais sobre perspectivas futuras de desenvolvimento do sector com base nas conclusões desses Planos e algumas recomendações sobre a monitorização da implementação das soluções aí preconizadas.

1. DIAGNÓSTICO E FIXAÇÃO DE OBJECTIVOS

1.1 Estabelecimento de critérios de diagnóstico

A primeira fase do Plano Director iniciou-se com um conjunto de reuniões, que envolveu as lideranças dos três consórcios e técnicos da AdP, para a preparação dos trabalhos e que teve os seguintes objectivos:

- fixar os pressupostos e critérios de diagnóstico, de concepção e desenvolvimento de cenários;
- estabelecer os custos unitários de investimento;
- uniformizar a formatação da apresentação dos relatórios.

As reuniões decorreram num ambiente de *brainstorming*, com uma dinâmica de grupo que permitiu explorar as potencialidades de *know-how* e de criatividade de cada um dos participantes mas estabelecendo-se sempre metas de concretização das ideias discutidas em critérios que permitissem a sua execução pragmática no tempo útil disponível para elaboração dos planos. O trabalho dessas reuniões foi formalizado através da produção de um documento com os principais critérios a utilizar no desenvolvimento dos planos e que constituiu um guia de orientação nos seguintes aspectos:

- dados de base - população residente e população flutuante residente; capitações; perdas e afluências indevidas; factores de ponta; caudais de projecto (cenário para dimensionamento e cenário para avaliação económica);
- tratamento dos activos – tipificação dos activos; vidas úteis, critérios de renovação e de substituição de infra-estruturas; manutenção de instalações;
- critérios gerais de concepção e dimensionamento – para as diferentes componentes dos sistemas de abastecimento de água e de águas residuais;
- critérios de avaliação de infra-estruturas integráveis;
- custos unitários para a estimativa de valores de investimento – para as componentes dos sistemas de abastecimento de água e de águas residuais;
- custos unitários para a estimativa de custos de exploração – para as diferentes componentes dos sistemas de abastecimento de água e de águas residuais.

Este documento preliminar de critérios, elaborado na primeira fase do estudo, foi posteriormente objecto de uma nova análise na fase subsequente face às dificuldades encontradas na respectiva aplicação na fase de diagnóstico. Este facto deveu-se

essencialmente à escassez de dados disponibilizados por algumas entidades gestoras. Em Serra *et al.*, 2010 apresenta-se uma síntese dos principais pressupostos adoptados na definição dos critérios de base e no estabelecimento dos principais objectivos.

1.2 Contributos para o SIG e modelos técnicos

Para permitir uma mais fácil avaliação global da sustentabilidade dos planos de investimento de uma dada região ou permitir com facilidade novas reavaliações no caso da não adesão de um dado município inicialmente considerado, a AdP criou ferramentas de análise e apoio à decisão (Figura 2).



Figura 2. Sistema de Apoio à Decisão para gerir a informação das Planos Directores (adaptado de Serra *et al*., 2010)

A estrutura adoptada consistiu em garantir que cada Plano Director tivesse associado um Sistema de Informação Geográfico (SIG), um Modelo Técnico que armazenasse, analisasse e calculasse todos os dados técnicos de engenharia necessários ao Modelo Económico e Financeiro (MEF) e permitisse ainda a simulação dinâmica de cenários de investimento, cenários de consumos/rejeição e principais custos associados.

Em Godinho *et al*., 2010 apresenta-se sucintamente a estrutura de dados adoptada, bem como as principais funções integradas do SIMBA (Figura 3), que permitiram uma normalização dos procedimentos de inventariação e sistematização dos dados.

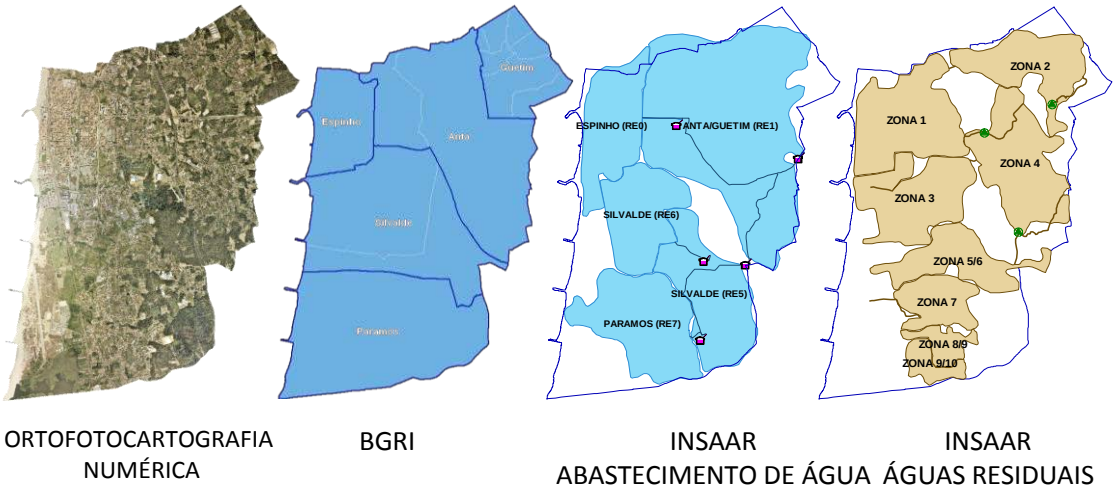


Figura 3. Elementos de base e ferramentas de suporte do SIMBA (adaptado de Godinho *et al*., 2010)

Na Fase 1 as equipas de projecto que elaboraram os Planos Directores participaram em reuniões de apresentação da estrutura do sistema de apoio à decisão onde foram solicitados a contribuir para a estrutura da base de dados, quer do SIMBA quer do Modelo Técnico. Essas reuniões decorreram também em ambiente de *brainstorming* e os contributos dos consultores foram essencialmente no sentido de colmatar a estrutura da base de dados com os campos considerados relevantes para a: informação de diagnóstico; a avaliação das soluções concebidas; e a simplificação na sua utilização. A participação dos consultores na concepção da estrutura da base de dados inicial teve também como objectivo a criação de ferramentas que permitissem tirar partido da base de dados do SIG para a concepção de soluções. Posteriormente, veio-se a constatar que a utilização destes modelos na fase de projecto não foi tão proveitosa como seria expectável. Este facto deveu-se essencialmente por a produção de dados para cada um dos elementos resultantes (Relatórios, Modelo Técnico e SIMBA) exigir a repetição de procedimentos porque a informação solicitada em cada elemento resultante em muitos casos não era análoga.

1.3 Caracterização dos municípios

A caracterização dos municípios foi efectuada nos seguintes aspectos: a caracterização territorial, socio-demográfica e a caracterização das actividades económicas.

A caracterização territorial incluiu a identificação das condicionantes ambientais na área em estudo, nomeadamente a identificação das zonas sensíveis e menos sensíveis, de acordo do Decreto-Lei n.º 149/2004 e das áreas classificadas no âmbito da Rede Natura 2000 (Zonas de Protecção Especial e Sítios) e áreas protegidas.

A caracterização socio-demográfica incluiu a análise de um conjunto de indicadores demográficos e de índices de poder de compra médio das populações residentes.

1.4 Caracterização do serviço prestado

Para a caracterização do serviço prestado procedeu-se ao levantamento e tratamento da melhor informação disponível no que diz respeito a:

- abrangência territorial dos serviços prestados de abastecimento de água e de saneamento;
- caracterização dos clientes (tipo de clientes e calibres dos contadores);
- caracterização da produção e consumo de água (balanços de água produzida, água facturada, consumos, perdas físicas e comerciais, capitações);
- caracterização quantitativa das águas residuais (águas residuais rejeitadas, afluências indevidas, capitações de água residual);
- indicadores da qualidade do serviço prestado (indicadores referentes a nº de ramais reparados, nº de reclamações, tempo de interrupção do serviço, nº de análises à qualidade da água realizadas, nº de análises em violação do VP, nº de análises realizadas ao efluente tratado, nº de análises realizadas ao efluente tratado conformes com a legislação, etc.).

Constatou-se que em alguns municípios havia algumas discrepâncias entre a informação recolhida e a existente na altura no INSAAR de 2006 (INAG, 2007).

1.5 Caracterização física das infra-estruturas existentes

Para a caracterização física das infra-estruturas, as equipas de trabalho procederam à recolha e análise da melhor informação disponível em relação aos sistemas de abastecimento de água e de saneamento. Com base nos dados iniciais do INSAAR de 2006 (INAG, 2007), ou de outra informação de melhor qualidade que fosse do conhecimento das equipas de projecto, elaboraram-se plantas com a localização das infra-estruturas e a impressão das respectivas fichas de caracterização. Essa informação, assim tratada, serviu de base de trabalho para reuniões com as entidades gestoras com o objectivo de corrigir os dados de que se dispunha e obter informações complementares sobre o estado de conservação, eficiência e eficácia das diferentes componentes do sistemas de abastecimento e de saneamento existentes.

No âmbito desta actividade foram também levantados os projectos existentes.

O trabalho realizado permitiu concluir que, em alguns municípios havia incorrecções significativas nos dados do INSAAR de 2006 (INAG, 2007).

Na Figura 4 apresenta-se a distribuição, em termos de estado de conservação, de algumas das principais infra-estruturas que foram objecto de análise nos Planos.

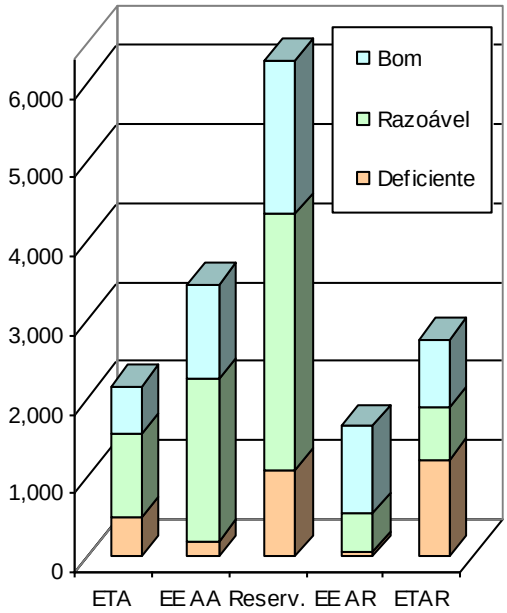


Figura 4. Caracterização do estado de conservação das infra-estruturas existentes

1.6 Investimentos, receitas e custos operacionais

Foi efectuado um levantamento dos investimentos efectuados, das receitas e dos custos operacionais. O procedimento foi semelhante ao adoptado para a caracterização das infra-estruturas. Procedeu-se inicialmente a uma recolha preliminar de informação que estava acessível (INSAAR, Quadros síntese de investimentos comparticipados nos diferentes QCA, Relatórios de contas das entidades gestoras). Essa informação foi colocada numa estrutura de fichas de trabalho e apresentada às entidades gestoras com o objectivo de a corrigirem e complementarem. Nos casos em que se verificou a ausência de informação, a base de dados e os relatórios foram preenchidos nesses campos com a referência de "informação não disponibilizada".

Na Figura 6 apresenta-se, referente a 2006, o rácio das receitas anuais pelos custos operacionais anuais de acordo com a informação obtida ou estimada no âmbito dos Planos. Podem-se constatar várias situações de défice tarifário em que as receitas não cobrem os custos operacionais ou deixam uma pequena margem para financiar os investimentos necessários.

1.7 Diagnóstico dos sistemas de abastecimento e de saneamento

O diagnóstico dos sistemas de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais foi efectuado tendo em conta as seguintes perspectivas:

- diagnóstico às infra-estruturas existentes: efectuado, sistema a sistema, tendo em conta o estado físico e funcional das infra-estruturas que o compõem;

- diagnóstico ao serviço prestado: efectuado por município ou por entidade gestora analisando o serviço prestado, por um lado, em termos de universalidade, continuidade e qualidade de serviço, e, por outro lado, em termos de sustentabilidade financeira e de protecção dos valores ambientais;
- articulação "alta-baixa": analisada a adequação da ligação física infra-estrutural existente ou prevista e das capacidades instaladas ou previstas.

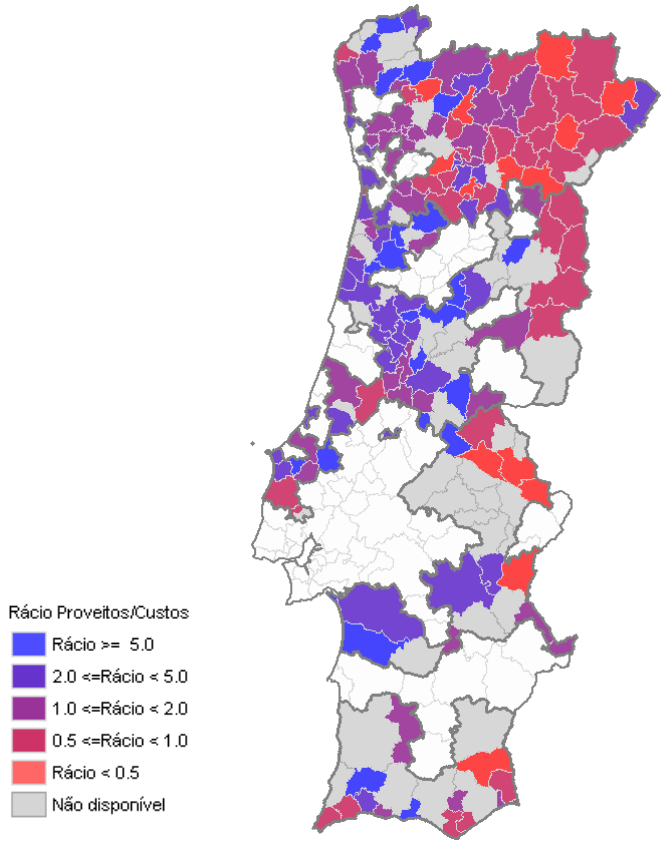


Figura 5. Cobertura dos custos operacionais pelas receitas, 2006

O serviço prestado em cada concelho foi analisado quanto à universalidade, continuidade e qualidade do serviço prestado tendo como pressupostos de referência os objectivos e as metas preconizadas no PEAASAR II que estão condicionados por:

- níveis mínimos de atendimento dos sistemas municipais a serem satisfeitos por sistemas públicos;
- níveis de fiabilidade do serviço dos sistemas municipais, quer em termos de quantidade como de qualidade da água fornecida;
- níveis de qualidade dos serviços municipais mensuráveis pela conformidade dos indicadores de qualidade de serviço.

1.8 Principais conclusões da fase de diagnóstico e fixação de objectivos

Em termos de diagnóstico as situações encontradas foram muito diversas. De uma forma geral, os concelhos de maior concentração urbana dispõem de equipas técnicas com massa crítica e de informação que facilita as acções de diagnóstico. Nos concelhos mais pequenos e de características mais rurais a obtenção da informação é mais difícil por não disporem de um quadro técnico suficiente para uma adequada gestão dos sistemas.

Em muitos casos os elementos sobre custos disponibilizados pelas entidades gestoras foram insuficientes para efectuar uma adequada análise económica dos sistemas. Em vários concelhos conclui-se que a entrada em funcionamento dos sistemas em alta permitirá resolver um conjunto importante de problemas e insuficiências com vista à satisfação de necessidades dos consumidores (continuidade de serviço e água de qualidade) e dos valores ambientais (falta de tratamento adequado das águas residuais). No entanto, os níveis de perdas nos sistemas de abastecimento e de afluências indevidas nos sistemas de saneamento são tais que, com o actual nível de receitas, muitos desses sistemas não são economicamente sustentáveis quando entrarem em pleno funcionamento os sistemas da alta. Conclui-se que, em muitos casos, se não for alterado o sistema tarifário, com a entrada em pleno dos sistemas em alta haverá um acentuado aumento do *deficit* nos custos operacionais.

De uma forma geral, não foram referenciadas actividades correntes ou acções no domínio da captação e distribuição de água que se possa considerar que afectem valores ambientais. A protecção dos valores ambientais está mais intrinsecamente relacionada com o tratamento adequado das águas residuais do que com a captação ou a execução de obras de abastecimento.

Do ponto de vista da continuidade do serviço, em alguns concelhos foram referenciadas falhas sistemáticas de insuficiência do caudal fornecido nos períodos de estiagem devido aos picos de consumo em época estival, aquando da permanência da população flutuante.

Constatou-se que a maior parte das entidades gestoras não dispõem de equipamento instalado que permita avaliar as afluências indevidas (águas pluviais e de infiltração).

No domínio das análises em falta, a evolução foi significativa na maior parte dos concelhos.

Apesar de ter sido significativo o esforço efectuado pelas equipas de projecto no levantamento da informação existente, constatou-se que em muitas entidades gestoras a informação solicitada era inexistente ou se encontrava num formato que não permitia o seu aproveitamento em tempo útil. Em alguns concelhos foram significativos os campos preenchidos com a referência “não disponível” (n.d.). Face a esta situação, foram propostas algumas recomendações para, de forma pragmática, permitir superar esta falta de informação na fase seguinte, através da definição de critérios para avaliação do património existente em função de estimativas obtidas com base na informação de contexto.

2. CONCEPÇÃO DAS SOLUÇÕES E INVESTIMENTOS

2.1 Síntese do diagnóstico

Houve uma fase de apreciação do trabalho de diagnóstico desenvolvido na Fase 1 por parte das entidades gestoras e dos municípios. Nos relatórios da Fase 1 sempre que uma dada informação não tinha sido disponibilizada esse facto era indicado nos referidos campos com a indicação de "não disponível". O objectivo foi confrontar as entidades gestoras com essas lacunas de informação e permitir uma segunda oportunidade de as colmatar ou rectificar.

Nesta segunda iteração de diagnóstico procedeu-se de novo a reuniões com os municípios onde as lacunas de informação eram mais relevantes ou que se tinham manifestado insatisfeitos com os resultados dos diagnósticos efectuados e respectivos pressupostos. Muitas dessas reuniões revelaram-se muito úteis pela nova informação obtida pelas equipas de projecto tendo permitido uma melhor compreensão sobre as reais debilidades e virtudes do funcionamento dos sistemas existentes.

Quando a informação não foi disponibilizada ou não era possível obtê-la em tempo útil para os Planos, as equipas técnicas efectuaram estimativas dos dados em falta, sempre que possível com pressupostos acordados com as entidades gestoras ou tendo por base municípios de características semelhantes.

Esta actividade terminou com uma reavaliação do diagnóstico tendo em conta a informação complementar obtida e focalizada nos aspectos considerados mais relevantes para avaliar: os sistemas existentes (sistema a sistema), tendo em conta o estado físico e funcional das suas componentes; o serviço prestado pelas entidades gestoras em termos de universalidade, continuidade e qualidade de serviço, de sustentabilidade financeira e de protecção dos valores ambientais; e a articulação alta/ baixa em termos de adequação da ligação física infra-estrutural existente/ prevista e das capacidades instaladas ou previstas.

2.2 Definição dos objectivos e identificação das situações a exigir intervenção

Os objectivos e as metas a considerar no estabelecimento das soluções e intervenções propostas, visaram a implementação e/ ou garantia do nível de fiabilidade exigível ao serviço de abastecimento de água e de saneamento. Estes objectivos tiveram necessariamente em conta o normativo nacional e comunitário aplicável, as metas e orientações fixadas no PEAASAR II, 2007, bem como as restantes normas em vigor para este sector de actividade, designadamente os parâmetros de referência do IRAR, as metas do Plano Nacional da Água (INAG, 2001) e os objectivos do Plano Nacional para o Uso Eficiente da Água (INAG, 2005). Os objectivos foram divididos em: nível de cobertura e taxa de adesão dos utilizadores dos serviços; fiabilidade, qualidade e desempenho operacional; e articulação alta/ baixa. No Quadro 1 apresenta-se um exemplo, para sistemas de abastecimento de água, da tipificação de intervenções consideradas em função dos objectivos pretendidos.

No âmbito dos Planos Directores da baixa foi expressamente estabelecido como objectivo geral servir o "número máximo possível" de habitantes, garantindo no mínimo as metas estabelecidas no PEAASAR II. Pretendeu-se desta forma que fosse analisada a totalidade dos aglomerados dos concelhos, independentemente da dimensão, e que fossem

preconizadas as soluções técnicas mais adequadas para servir a totalidade da população, incluindo como alternativa possível o recurso a soluções individuais. Esta abordagem teve a vantagem de permitir não excluir qualquer aglomerado de dispor de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais adequados, independentemente da dimensão. Nos concelhos em que a população dispersa é muito significativa e a solução individual se venha a justificar tecnicamente como a mais adequada, o cumprimento das metas do PEAASAR II nunca será posto em causa, já que deverá ser prevista em baixa a oferta de um serviço público de controlo da qualidade da água das captações individuais e de recolha e limpeza dos dispositivos individuais de tratamento (limpa fossas) que permita servir a totalidade dos aglomerados com sistemas individuais. Esta abordagem possibilita que, mesmo nos sistemas individuais, seja oferecido um serviço público de controlo e de recolha de lamas que garanta adequadas condições de salubridade e um destino final adequadamente controlado, enquadrando os sistemas individuais de forma a serem sempre salvaguardados os interesses de saúde pública e ambientais.

Quadro 1. Tipos de intervenção para cumprimento de objectivos

Objectivo principal	Tipo de intervenção
Aumento da cobertura/ atendimento	Construção/ampliação de infra-estruturas de captação/ tratamento
	Construção/ampliação de infra-estruturas de adução/ transporte
	Construção/ampliação de infra-estruturas de reserva/ armazenamento
	Construção/ampliação de redes de distribuição
	Selecção/identificação dos lugares a manter com soluções dispersas
Aumento da fiabilidade/ qualidade/ desempenho operacional	Visando a correcção de situações tecnicamente deficientes (pressões insuficientes, cortes/interrupção do abastecimento, carência em períodos específicos)
	Visando a correcção de situações não regulamentares (reserva, øs mínimos, materiais indevidos)
	Visando a correcção de situações de risco para a saúde pública ou danosas para o ambiente
	Visando a renovação das infra-estruturas de modo a garantir o cumprimento do normativo aplicável e a qualidade de serviço exigível
	Visando o aumento da eficiência do sistema (redução dos encargos de exploração)
	Visando a redução de perdas
Adequada articulação alta/ baixa	Construção/Ampliação de infra-estruturas de adução/ transporte entre os pontos de entrega e os reservatórios em baixa
	Remodelação das infra-estruturas existentes para integração/adaptação adequadas às “entregas” em alta

2.3 Cenários de desenvolvimento

Com base nos pressupostos de evolução aceites para as diferentes componentes demográficas, elaborados pelo INE, 2005, constituíram-se três cenários de evolução da população, partindo de diferentes conjugações das hipóteses evolutivas consideradas (Cenário Base, Baixo e Elevado). As principais características dos cenários adoptados nos Planos Directores e os respectivos pressupostos estão apresentados em Serra *et al.*, 2010.

Para a estimativa dos caudais consumidos e a sanear teve-se em conta os contributos da população residente e flutuante residencial e dos empreendimentos turísticos e industriais.

2.4 Análise global dos sistemas e soluções propostas

Atendendo ao diagnóstico da situação existente e aos objectivos estabelecidos, procedeu-se nesta fase do trabalho à definição das diferentes soluções de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais onde se incluíram o dimensionamento geral dos diferentes órgãos constituintes de cada sistema em baixa e os estudos técnico-económicos.

Os sistemas de abastecimento e de saneamento foram analisados individualmente e as soluções preconizadas foram específicas para os problemas identificados e objectivos pretendidos. Dada a diversidade das áreas em análise, foram várias as soluções encontradas, nomeadamente:

- soluções integradoras, com a conversão dos sistemas autónomos existentes em soluções integradas, com origem ou com pontos de recolha em sistemas multimunicipais, tirando partido da capacidade já instalada na alta;
- criação ou manutenção de soluções autónomas quando se verificou que a interligação com a alta era economicamente desvantajosa numa avaliação conjunta de custos de investimento e de exploração;
- manutenção das soluções individuais, nos pequenos aglomerados onde estas soluções já se encontram implementadas e não existe indicação de as mesmas criarem problemas de saúde pública ou ambientais (denominadas áreas de exclusão).

No Quadro 2 apresenta-se uma síntese das infra-estruturas, por tipo de intervenção proposta, obtida com base na informação do SIG desenvolvido nos Planos Directores.

Quadro 2. Síntese das infra-estruturas por tipo de intervenção proposta

Solução proposta - Tipo de intervenção							
Infra-estrutura		Desactivar	Manter	Reabilitar	Ampliar	Construir	Total
Captação	(Un.)	4,108	981	887	0	127	**6,109**
ETA	(Un.)	1,510	536	172	0	643	**2,861**
EE AA	(Un.)	2,119	1,156	247	1	594	**4,117**
Reservatório	(Un.)	1,646	2,730	2,035	170	1,811	**8,393**
Adutoras	(km)	3,184	5,175	917	7	4,822	**14,105**
Rede AA	(km)	67	36,779	2,607	268	2,613	**42,379**
EE AR	(Un.)	79	1,409	177	1	1,927	**3,596**
ETAR	(Un.)	1,633	974	157	9	2,020	**4,799**
Emissários	(km)	183	718	63	0	1,166	**2,133**
Rede AR	(km)	2	16,805	686	1,985	12,298	**31,776**

2.5 Estimativa de custos

A estimativa de custos de integração, de reabilitação, de construção e de encargos de manutenção e exploração teve por base os preços unitários previamente definidos em conjunto com a AdP. Nos encargos de exploração e manutenção foram contabilizados os custos referentes a manutenção, energia, reagentes e controlo analítico.

Foram apresentados anexos nos relatórios, carregadas as bases de dados e/ ou os modelos técnicos com informação respeitante a: características e custos das infra-estruturas a construir, ampliar e remodelar da solução proposta (investimentos, manutenção e operação); mapas-resumo dos diversos custos, por sistema; e, mapas com a avaliação de cada uma das infra-estruturas existentes (a manter, a remodelar e a desactivar).

Para dimensionamento das diversas infra-estruturas consideraram-se a população e caudais estimados para o Cenário Elevado.

2.6 Faseamento do investimento

Após a definição das soluções e a respectiva estimativa de custos, a implementação da solução foi dividida em várias unidades coerentes de intervenção, que foram denominadas de Planos de Investimento. Na figura seguinte sintetizam-se os principais objectivos definidos e exemplifica-se a distribuição do investimento em vários planos atendendo nomeadamente às precedências físicas das componentes dos sistemas.

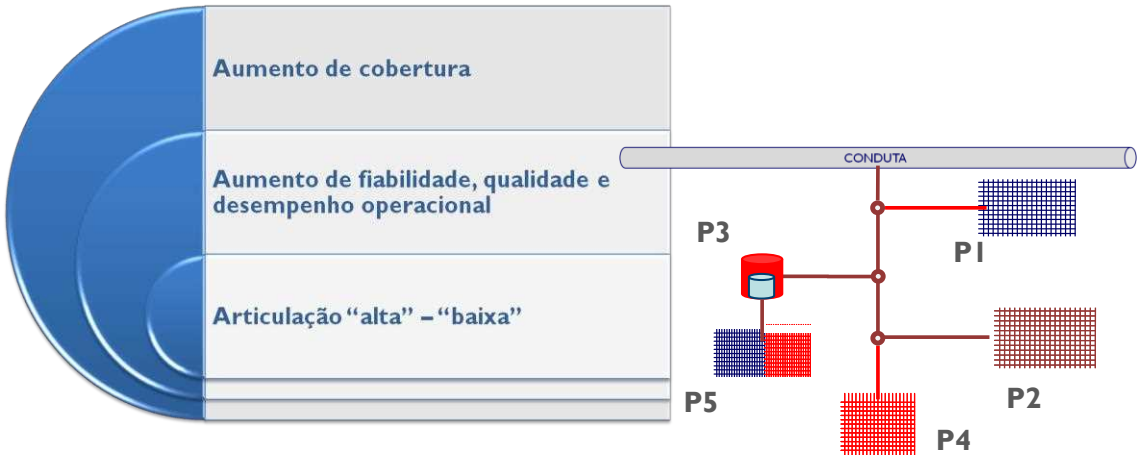


Figura 6. Definição dos objectivos e identificação das situações a exigir intervenção

Foram estabelecidas quatro prioridades na implementação dos diferentes Planos de Investimento, atendendo ao tipo de intervenções e premência da concretização dos objectivos e de acordo com um conjunto de critérios acordados com a AdP que incluí:

- a premência da intervenção em termos de impacto na saúde pública, continuidade do serviço ou do aumento da cobertura;
- a elegibilidade para o apoio no âmbito do QREN;
- o custo-benefício das intervenções avaliado em termos de custo por habitante.

2.7 Conclusões e considerações finais da fase de concepção de soluções

Foi apresentada uma quantificação dos resultados esperados com as soluções e faseamentos propostos para cada concelho, onde se incluíram:

- custos totais da solução proposta;
- evolução expectável dos níveis de cobertura e das taxas de adesão;
- evolução expectável do número de clientes;
- evolução expectável dos caudais médios facturados em baixa;
- evolução expectável dos caudais médios anuais da alta.

Os elementos resultantes dos Planos Directores entregues à AdP incluíram não só os Relatórios mas também Modelos Técnicos, em folha de cálculo normalizada Excel para permitir a posterior análise e interpretação automatizada pelo Modelo Económico Financeiro. Foi ainda fornecido um Modelo de Dados com os sistemas existentes, soluções propostas, planos de investimento, estando todos estes elementos georeferenciados.

Dada a diversidade de problemas e de condicionantes que se foram encontradas não é possível, num artigo desta natureza, sintetizar ou tipificar as soluções encontradas nos Planos. Realçam-se apenas alguns aspectos onde os custos envolvidos *per capita* das soluções propostas são significativos mas difíceis de contornar.

Verifica-se que em muitas regiões do interior do País os pequenos sistemas apresentam uma fiabilidade inaceitável e as necessidades mais urgentes de investimento consistem na renovação e reformulação e não no aumento de atendimento. Este aspecto é digno de realce dado que as prioridades do PEAASAR II e de acesso aos fundos comunitários têm sido essencialmente dirigidas para o aumento de atendimento e que as conclusões dos Planos muitas vezes apontam que essa pode não ser a solução mais racional de aplicação dos investimentos nos sistemas mais carenciados.

No domínio do abastecimento de água constatou-se que ainda existem vastas regiões do interior que dispõem de um número significativo de sistemas autónomos em que as origens não são fiáveis, quer do ponto de vista de quantidade em períodos de estiagem, quer do ponto de vista da qualidade sendo significativos os incumprimentos. Na maior parte das captações em incumprimento não é viável a respectiva recuperação nem o respectivo reforço por soluções locais. A solução mais económica e fiável em termos de futuro passa por viabilizar a construção de um sistema adutor em baixa que permita a articulação alta/ baixa e garantir com isso o fornecimento de água de qualidade.

No domínio do saneamento, dada a elevada dispersão da população e à pequena dimensão dos aglomerados em muitos dos concelhos do interior, os acréscimos de cobertura têm de ser efectuados à custa de pequenos sistemas autónomos. Este facto acarreta necessariamente uma ausência de efeito de escala em comparação com a construção de sistemas de maior dimensão, em que globalmente o investimento inicial per capita é mais competitivo e a operação e manutenção é mais vantajosa. Isto faz com que as necessidades

de investimento, per capita, vocacionado para a expansão da rede de saneamento e tratamento sejam muito elevadas nestas regiões.

3. OPORTUNIDADES CRIADAS PELOS PLANOS DIRECTORES

Com as acções que se propõem no âmbito destes Planos, a satisfação dos níveis de atendimento vai permitir não só as populações serem abastecidas por sistemas públicos, mas também, passarem a ser abastecidas com "*Lógica de serviço com elevada qualidade e fiabilidade, privilegiando a adequada cobertura da população em detrimento da rentabilidade imediata dos investimentos"* (PEAASAR II. 2007-2013, pg.83). Saliente-se que este problema é não só um problema de saúde pública mas também um problema de incumprimento a nível comunitário.

Os Planos Directores elaborados permitiram perceber as principais carências e as necessidades de investimento para as superar. A informação encontra-se coligida num formato acessível e de fácil tratamento para permitir avaliações globais das necessidades de financiamento para cumprir os objectivos fixados (Figura 7).

Permitiu ficar-se com uma ideia clara do esforço que ainda é necessário desenvolver se se quiserem cumprir os objectivos fixados pela recente legislação nacional, nomeadamente a universalidade da acção da ERSAR a todas as entidades gestoras. É, por isso, uma boa base de reflexão para revisitar alguns dos objectivos e metas do PEAASAR II.

No desenvolvimento destes Planos confrontou-se várias vezes a realidade existente, e construída nos últimos anos, com o que estava anteriormente planeado para essas regiões. Constatou-se muitas vezes que o planeamento tinha sido ignorado, por desconhecimento ou por discutível limitação de verbas. Noutros casos, verificou-se que o planeamento foi seguido de forma cega, ao nível do projecto de execução, sem os adequados estudos prévios.



Figura 7. Informação produzida

No futuro seria útil que não se repetissem de novo estes erros e que em fases subsequentes da implementação dos Planos, os consultores que estiveram na origem da concepção geral das soluções pudessem continuar a ser ouvidos. Seria útil que pudessem emitir parecer sobre alterações significativas das soluções propostas e ter a oportunidade para alertar sobre limitações de algumas das soluções dos Planos que necessitam de ser avaliadas em fases subsequentes. Mais recursos empenhados na fase de planeamento e projecto resulta em menos imprevistos e desperdícios nas fases de investimento e de exploração, que são as essenciais para o êxito destes empreendimentos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Godinho C., Cunha A., Coelho F., Eufrásio P., Ribeiro R., Ribeiro K. (2010). A criação das parcerias das "baixas" – 3. A solução SIMBA como ferramenta de suporte. In *10º Congresso da Água*. APRH. Alvor.

INAG (2001). *Plano Nacional da Água*. Instituto da Água, Ministério do Ambiente e Ordenamento do Território. Lisboa.

INAG (2005). *Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água*. Instituto da Água, Ministério do Ambiente e Ordenamento do Território. Lisboa.

INAG (2007). Relatório campanha INSAAR 2006. http://insaar.inag.pt/relatoriosres_2006.htm

INE (2005). *Projecções de População Residente*, Portugal e NUTS III, 2000-2050. Lisboa Instituto Nacional de Estatística, 2005.

PEAASAR II (2007). *Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Saneamento de Águas Residuais para o período 2007-2013*. Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional. Lisboa.

Serra A., Ribeiro K., Mamouros L., Mendes D., Machado L., Ribeiro R. (2010). A criação das parcerias das "baixas" – 2. O acompanhamento técnico da Águas de Portugal. In *10º Congresso da Água*. APRH. Alvor.

A CRIAÇÃO DAS PARCERIAS DAS "BAIXAS"
Principais resultados a nível nacional

Francisco NARCISO[1]; Miguel BAPTISTA[2]; Alexandra SERRA[3], Katila RIBEIRO[4]

Resumo

Na sequência da entrada em vigor do Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Saneamento de Águas Residuais para o período 2007-2013 (doravante PEAASAR II), a Águas de Portugal, SGPS, SA (doravante AdP) estabeleceu contactos com a grande maioria dos Municípios do país visando a constituição de parcerias para a exploração e gestão conjuntas dos respectivos Sistemas Municipais.

Na sequência da manifestação de adesão que veio a envolver 193 Municípios do Continente, a AdP evoluiu em meados de 2007 para uma nova etapa dos estudos tendentes a estender à componente de "baixa", a parceria que tem desenvolvido com os Municípios ao nível da componente de "alta".

É pois neste contexto que a AdP veio a constituir em meados de 2007 uma nova equipa de trabalho e contratar a elaboração de um estudo técnico, com a profundidade de um Plano Director, abrangendo a totalidade dos aglomerados de cada um dos Municípios aderentes.

A elaboração de Planos Directores, que incluiu a realização de um diagnóstico da situação actual e a apresentação de uma solução técnica, envolveu cerca de 20 dos principais projectistas do sector, com experiência de trabalho nos locais de incidência, os quais interagiram com os quadros técnicos das respectivas entidades gestoras dos sistemas municipais de serviços de águas.

O trabalho técnico iniciado em Outubro de 2007 veio a concluir-se, nas suas principais componentes, em Agosto de 2008, tendo em conta a sua dimensão e natureza, assim como as limitações detectadas na informação disponível, face a um estudo que, recorde-se, foi o primeiro do género com esta amplitude no nosso país.

Após a recepção dos referidos estudos técnicos, a AdP veio a realizar um conjunto de estudos, ensaios e análises complementares, nos variados domínios, sobre a informação recebida dos projectistas, incluindo estudos de viabilidade económico-financeira para tais sistemas de âmbito plurimunicipal das "baixas", com a determinação dos investimentos necessários, da retribuição devida às autarquias e das tarifas que poderão ser praticadas.

[1] Economista, Águas de Portugal, Rua Visconde de Seabra, 3, 1700-421 Lisboa, +351 212469600, f.narciso@adp.pt.

[2] Economista, F 9 Consulting, Rua Prof. Carlos Alberto da Mota Pinto, 9, Edifício Amoreiras Plaza, 7.º A, 1070-374 Lisboa, +351 213826720, miguel.baptista@f9consulting.com.

[3] Engenheira Civil, Águas de Portugal, Rua Visconde de Seabra, 3, 1700-421 Lisboa, +351 212469600, a.serra@adp.pt.

[4] Engenheira do Ambiente, Águas de Portugal, Rua Visconde de Seabra, 3, 1700-421 Lisboa, +351 212469600, a.katila@adp.pt.

Em paralelo com o desenvolvimento do trabalho técnico foi previsto no ordenamento jurídico uma nova modalidade de gestão – Parcerias Estado-autarquias – que em termos práticos, assentam na partilha das competências entre o Estado e as autarquias para a exploração e gestão dos serviços de águas[5], a qual desenrolou-se em paralelo com o processo negocial entre todas as partes.

Neste artigo serão apresentados alguns dos principais resultados do trabalho desenvolvido.

Palavras-Chave: “baixas”, distribuição de água e recolha de efluentes, parcerias, tarifas, investimentos.

[5] Abastecimento público de água (ou AA) e saneamento de águas residuais urbanas (ou AR).

1. INTRODUÇÃO

1.1. Os Planos Directores

Os Planos Directores constituíram por si só um trabalho impar no diagnóstico técnico do país no domínio dos serviços de águas, uma vez que envolveram uma amostragem de 193 municípios do continente.

Relativamente a um conjunto de 178 municípios, os quadros técnicos do Grupo Águas de Portugal procederam a ajustamentos, assim como promoveu a realização de estudos de viabilidade económica e financeira, com idênticos pressupostos e critérios, na sequência do seu agrupamento em torno de 11 regiões.

Quadro 1 – Agrupamentos dos municípios por regiões.

Região do Estudo	NUTS[6] III	Número de municípios
Noroeste	Ave, Cávado, Entre Douro e Vouga, Grande Porto, Minho e Lima e Tâmega	32
Trás-os-Montes e Alto Douro	Alto Trás os Montes, Dão-Lafões, Douro e Tâmega	35
Baixo Vouga	Baixo Vouga e Grande Porto	11
Zêzere e Côa	Beira Interior Norte, Cova da Beira, Dão-Lafões, Pinhal Interior Norte, Pinhal Interior Sul e Serra da Estrela	15
Mondego e Lis	Baixo Mondego, Médio Tejo, Pinhal Interior Norte e Pinhal Litoral	17
Centro Interior	Beira Interior Sul, Médio Tejo, Pinhal Interior Norte e Pinhal Interior Sul	16
Oeste	Lezíria do Tejo e Oeste	9
Norte Alentejano	Alto Alentejo e Alentejo Central	13
Centro Alentejo	Alentejo Central	8
Litoral Baixo Alentejo	Alentejo Litoral e Baixo Alentejo	8
Algarve	Algarve	14

Deste modo e para além do diagnóstico relativo aos níveis de serviço e aos planos de investimentos associados à sua elevação, foi ainda possível apurar, de entre outros, o gasto7 com os serviços de águas em cada uma das regiões, compreender a sua composição, assim como avaliar de uma forma mais aproximada o gasto médio com os serviços de águas em Portugal continental.

[6] Nomenclaturas de Unidades Territoriais para fins Estatísticos.
[7] O presente documento utiliza o termo de gasto, em substituição do termo custo, conforme preconizado pelo Sistema de Normalização Contabilística (SNC), aprovado pelo Decreto-Lei n.º 158/2009, de 13 de Julho.

Num ciclo marcado pela sustentabilidade económica e financeira dos serviços de águas, aproveitámos ainda para reflectir e avaliar algumas das soluções que em Portugal se tem avançado, e mesmo testado.

É pois a síntese destes resultados que nos propomos apresentar.

1.2. Evolução na abordagem

A sustentabilidade do sector implica, conforme preconiza o PEAASAR II, a melhoria da produtividade e da eficiência.

Neste propósito, a AdP propôs inicialmente aos municípios a constituição de três grandes entidades gestoras "distribuidoras" com importante dimensão (Norte, Centro e Sul).

Os contactos mantidos nas fases subsequentes vieram a sugerir uma evolução, para uma solução tendo por base as afinidades constituídas em torno das entidades gestoras dos sistemas multimunicipais. Deste modo, as opções de estruturação tendentes a obter ganhos de produtividade e eficiência passaram a estar fortemente associadas à integração funcional das duas vertentes dos serviços de águas na mesma entidade gestora – verticalização. Esta evolução veio igualmente a limitar a abordagem que inicialmente se tinha preconizado em termos de intervenção.

Deste modo as regiões em torno das quais foram realizados os estudos tiveram como génese a configuração actual ou perspectivada[8] das entidades gestoras dos sistemas multimunicipais, relativamente às quais se admitiu a extensão da sua actividade aos respectivos sistemas municipais.

[8] Nos casos em que se desenvolvem diligências para o alargamento a outros municípios e a fusão das entidades gestoras actuais, como o caso da região do Noroeste, atendendo ao processo de fusão em curso da actual Águas do Minho e Lima, S.A., da Águas do Cávado, S.A. e da Águas do Ave, S.A., assim como do caso do Mondego e Lis, em resultado da proposta de fusão em apreciação da Águas do Mondego, S.A. com a Simlis, S.A..

2. NÍVEIS DE SERVIÇO E NECESSIDADES DE INVESTIMENTO

2.1. Perspectiva global

Em termos globais, as necessidades de investimento no conjunto dos municípios estudados, abrangendo uma população residente na ordem dos 3,8 milhões na vertente de abastecimento de água e de cerca de 4 milhões na vertente de saneamento de águas residuais urbanas, foram avaliadas em cerca de 1,6 mil milhões de euros, num cenário intermédio de compromisso, dos quais 45% respeitam à vertente de abastecimento público de água e 55% à vertente de saneamento de águas residuais urbanas. Neste cenário admite-se uma progressão ainda importante no nível de cobertura do serviço de saneamento de águas residuais, para um valor na ordem dos 85%.

Quadro 2 – Cenários de investimento inicial de expansão e remodelação (milhões de euros, preços de 2007).

Vertente	Taxa de Cobertura Actual	Cenário Maximalista			Cenário Compromisso			Cenário Minimalista		
		Inv. Inicial		Tx Cobertura	Inv. Inicial		Tx Cobertura	Inv. Inicial		Tx Cobertura
AA	92,8%	1.067,8	41%	96,8%	733,0	45%	95,9%	668,5	47%	95,6%
AR	67,4%	1.534,5	59%	91,5%	883,7	55%	84,7%	750,5	53%	83,0%
Total		**2.602,3**	**100%**		**1.616,7**	**100%**		**1.419,0**	**100%**	

O referido cenário intermédio de compromisso aponta para um valor de investimento médio por habitante residente na ordem dos 480 euros.

No que respeita ao investimento total nas duas vertentes do serviço, no prazo global do estudo – 50 anos – o maior peso – 66% - destina-se a fazer face a investimentos de renovação de redes e substituição de infra-estruturas. Este facto demonstra assim o elevado peso das actividades de renovação e substituição, em que no cômputo global se admite por ora, que em 50 anos se renove e substitua cerca de 78% das infra-estruturas.

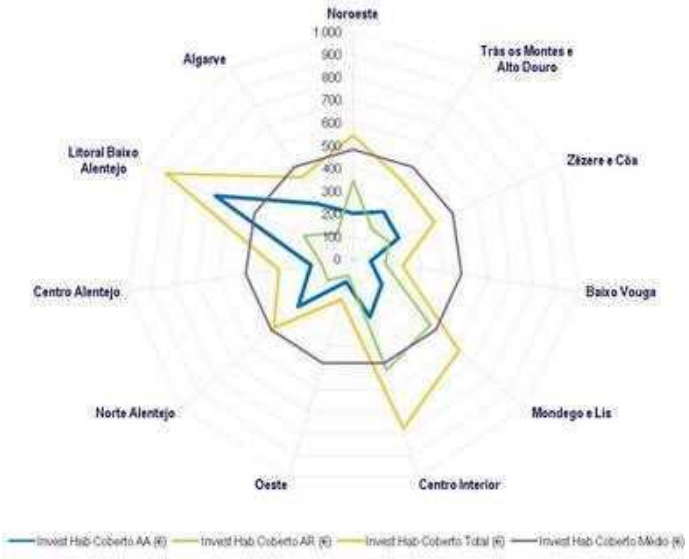


Figura 1 – Investimento inicial de expansão e remodelação por habitante coberto (preços 2007)



Figura 2 – Repartição do investimento total em AA e AR no prazo do estudo

2.2. Abastecimento de água

No conjunto das regiões o nível de cobertura dos serviços públicos de abastecimento de água atinge os 93%, tendo-se admitido, num cenário intermédio de compromisso, um conjunto de intervenções, de expansão e remodelação, avaliadas em cerca de 733 milhões de euros, as quais possibilitam a elevação da cobertura do serviço para um valor na ordem dos 96%, isto é mais 3%. Claramente que nesta vertente de serviço, as principais intervenções encontram-se orientadas para o aumento da fiabilidade[9].

Uma análise mais atenta dos resultados apurados permite identificar ainda a existência de regiões onde a margem de progressão da cobertura de serviço ainda é relevante (p.e. Noroeste e Algarve), enquanto que nas demais regiões o essencial das intervenções destina-se a aumentar o nível de fiabilidade do serviço. Também no aumento da fiabilidade identificam-se situações bastante diferenciadas, entre o esforço de ligação aos sistemas em "alta" (p.e. Trás os Montes e Alto Douro) e essencialmente remodelação de infra-estruturas existentes (p.e. Alentejo).



Figura 3 – Repartição do investimento total em AA no prazo do estudo

No que respeita ao investimento total no prazo global do estudo – 50 anos – o maior peso – 77% - destina-se a fazer face a investimentos de renovação de redes e substituição de infra-estruturas.

2.3. Saneamento de águas residuais urbanas

No conjunto das regiões o nível de cobertura dos serviços públicos de saneamento de águas residuais urbanas atinge os 67%, tendo-se identificado como razoável admitir um conjunto de intervenções, de expansão e remodelação, avaliadas em cerca de 884 milhões de euros, as quais possibilitam ainda a elevação da cobertura do serviço para um valor na ordem dos 85%, isto é cerca de mais 18%.

Uma análise dos resultados apurados em cada uma das regiões permitem identificar ainda a existência de um grande número de regiões onde a margem de progressão da cobertura de serviço ainda é relevante (p.e. Noroeste, Centro Interior[10] e Mondego e Lis). Os níveis de cobertura de serviço mais elevados registam-se por seu turno em regiões de interior (Zêzere e Côa, Trás os Montes e Alto Douro e Alentejo).

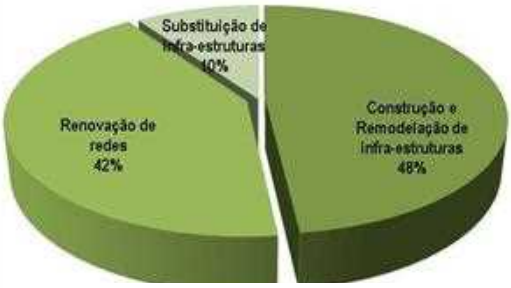


Figura 4 – Repartição do investimento total em AR no prazo do estudo

[9] No conceito do estudo inclui-se ainda o aumento de qualidade, desempenho operacional e ambiental.
[10] Inclui um conjunto de 16 municípios do Pinhal Interior.

Pelo exposto, o esforço de investimento encontra-se ainda muito concentrado na expansão do nível de cobertura do serviço.

3. GASTOS COM SERVIÇOS DE ÁGUAS E TARIFAS

3.1. Gastos com serviços de águas

O resultado do conjunto dos estudos de viabilidade económica e financeira realizados para cada uma das 11 regiões, integra o resultado do trabalho ao nível técnico desenvolvido, assim como um conjunto de metodologias e critérios que foram estabelecidos, dos quais e para este efeito relevamos:

- A adopção do cenário intermédio de evolução populacional para a região do Instituto Nacional de Estatística (INE), com estabilização a partir de 2025;
- O estabelecimento de um conjunto de metas de eficiência e eficácia compatíveis com as metas ambientais, tendo-se privilegiado a integração com o sistema em «alta». A título de exemplo encontra-se preconizada uma meta global de perdas entre 20% e 25% em 2020 e de infiltrações entre 25% e 40% consoante a tipologia dos sistemas;
- A adopção de um regime tarifário uniformizado na área de intervenção da entidade gestora da parceria até 2014;
- A definição dos gastos de exploração e gestão associados, considerando um cenário de integração com as entidades gestoras em «alta», incluindo a consideração das responsabilidades associadas aos respectivos contratos;
- A definição dos investimentos iniciais de expansão e remodelação tendo presente as metas de atendimento definidas para as componentes de abastecimento público de água e saneamento de águas residuais urbanas, bem como as metas de eficiência e eficácia acima referidas;
- A definição dos investimentos de renovação de redes e de substituição de equipamentos compatíveis com as metas referidas;
- A optimização dos gastos com financiamento, privilegiando o recurso aos financiamentos obtidos junto do Banco Europeu de Investimento;
- A retribuição aos municípios pela integração das infra-estruturas, procurando compensar o esforço de investimento realizado, no passado por cada um dos municípios;
- A adequada remuneração dos capitais investidos;
- A comparticipação comunitária a fundo perdido entre 50% e 70%, no âmbito do Programa Operacional Temático Valorização do Território (POVT), o qual faz parte integrante do QREN 2007-2013;
- O prazo da parceria de 50 anos, ajustado à vida útil das infra-estruturas.

Os valores apurados incluem assim a totalidade dos gastos, incluindo fiscais, com os serviços de águas, a preços de 2008, junto dos utilizadores finais conforme gráfico que se segue:

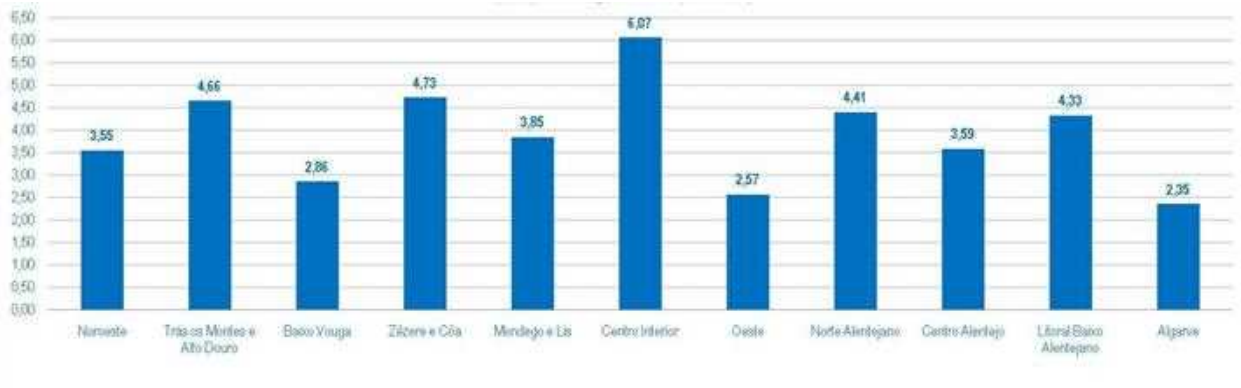


Figura 5 – Gasto médio dos serviços de AA e de AR em cada uma das regiões (euros por m^3 de água facturada, preços de 2008).

Sem prejuízo de alguns aspectos de contexto, os resultados apurados permitem identificar quatro grupos de regiões:

Quadro 3 – Agrupamentos dos gastos com serviços de águas.

Grupo	**Regiões**	**Comentários**
Grupo I Gasto com serviços de águas entre 2 e 3 €/m^3	Algarve, Oeste e Baixo Vouga	Regiões de litoral de maior concentração urbana, ainda que nalguns casos, com algum esforço de infra-estruturação associado.
Grupo II Gasto com serviços de águas entre 3 e 4 €/m^3	Noroeste, Mondego e Lis e Centro Alentejo	Regiões mistas de importantes aglomerados urbanos e de pequeno aglomerado disperso, em que nalguns casos a escala obtida possibilita acomodar um importante esforço de investimento. No caso da região do Centro Alentejo o resultado apurado resulta da conjugação da elevada preponderância do município de Évora e de um contido investimento.
Grupo III Gastos com serviços de águas entre 4 e 5 €/m^3	Trás-os-Montes e Alto Douro, Zêzere e Côa, Norte Alentejano e Litoral e Baixo Alentejo	Trata-se de um conjunto de regiões marcadas por uma relação investimento per capita mais desfavorável, nalguns casos atenuado por esforço de investimento mais contido ou por ganhos de escala que compensam relevante esforço de investimento ainda identificado.
Grupo IV Gasto com serviços de águas acima de 5 €/m^3	Centro Interior (Pinhal Interior)	O custo do serviço apurado nesta região resulta da conjugação de um importante plano de investimento com a não adesão dos municípios de maior dimensão, também designados por vezes como municípios âncora. Trata-se de um ensaio que permite também perspectivar o gasto com os serviços de águas em muitos dos municípios.

Nesta estratificação do gasto com os serviços de águas importa ainda referir que nas áreas metropolitanas de Lisboa e Porto, estima-se que o mesmo não ultrapasse os 2 €/m^3 de água facturada, para volumes associados que estima-se ultrapassem os 50% do todo continental.

Com base neste trabalho foi possível apurar um gasto médio dos serviços de águas em Portugal continental na ordem dos 2,72 € m^3 de água facturada, a preços de 2008.

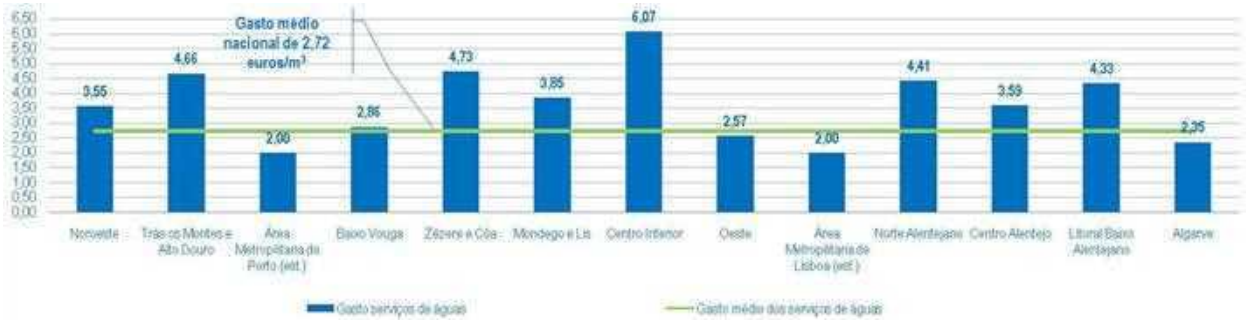


Figura 6 – Gasto médio nacional dos serviços de AA e de AR (euros por m^3 de água facturada, preços de 2008).

Uma análise da composição dos gastos com os serviços de águas evidencia que, a componente relativa aos serviços em "alta", sem prejuízo do grau diverso de penetração dos sistemas em cada uma das regiões, constitui o principal factor de distorção, chegando a diferença entre as regiões do grupo I e do grupo III a atingir mais do dobro.

Quadro 4 – Principais componentes do gasto com serviços de AA e AR (euros por m3 de água facturada, preços de 2008).

Componente de gasto	**Grupo I**		**Grupo II**[11]		**Grupo III**	
	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
Serviço em "alta"	1,13	0,96	1,37	1,08	2,26	1,71
Investimento[12]	0,37	0,54	1,00	0,99	1,05	0,71

Embora em menor proporção, em muito por via dos diferentes estágios e modalidades de infra-estruturação adoptados, também são relevantes as diferenças na parcela relativa ao investimento, particularmente entre as regiões do grupo I e grupo III.

Importa ainda relevar o impacto mais reduzido, nesta fase, da injecção dos fundos comunitários, cujo impacto oscila entre os 0,02 e os 0,17 € m^3 de água facturada, não chegando a ultrapassar os 2,6% do gasto dos serviços, o que nos remete para a elevação dos níveis de exigência na avaliação das decisões de investimento.

[11] Excluindo a Águas do Centro Alentejo, S.A..
[12] Investimento inicial de expansão e remodelação, de substituição e renovação de redes.

3.2. Tarifas

O levantamento efectuado das receitas cobradas em cada um dos municípios no ano de 2006 com os serviços de águas permitiu apurar uma tarifa média, por m^3 de água facturada, na ordem dos 1,45 euros/m^3.

O levantamento efectuado em cada uma das regiões permitiu ainda identificar um intervalo bastante alargado nas tarifas praticadas em cada um dos municípios.

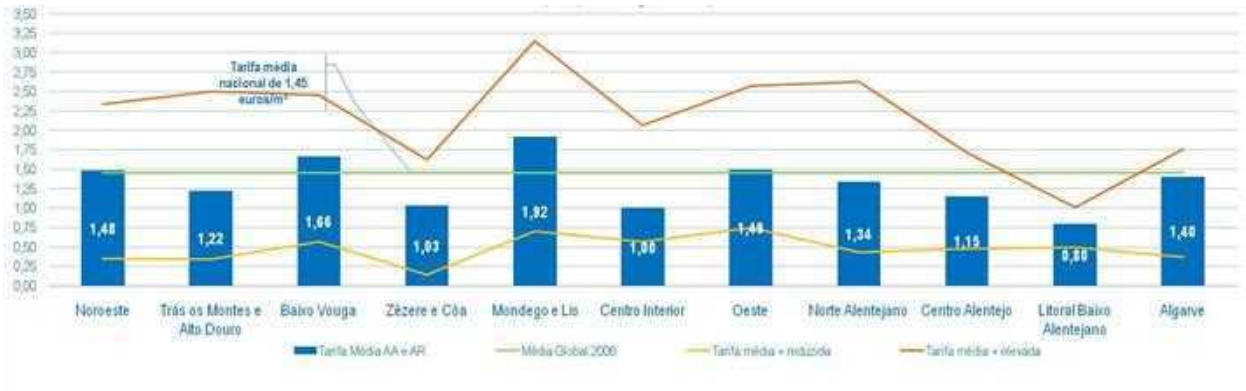


Figura 7 – Tarifas médias agregadas dos serviços de AA e de AR em 2006 (euros por m^3 de água facturada).

Uma análise mais atenta permite ainda detectar que o maior diferencial entre as tarifas praticadas e os gastos incorridos regista-se na vertente de saneamento de águas residuais urbanas que representa apenas cerca de um quarto da tarifa. Trata-se de algo que também não pode ser dissociado do esforço de infra-estruturação mais recente.



Figura 8 – Tarifas médias dos serviços de AA e de AR em 2006 (euros por m^3 de água facturada).

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

4.1. A sustentabilidade dos serviços

1. **Os serviços de águas são considerados essenciais e, por isso, assume-se que devem ser disponibilizados a todas as pessoas, a um preço razoável**. Os desafios associados à escassez do recurso água e de preservação do meio ambiente vieram aumentar consideravelmente a sua complexidade e exigência, e consequentemente os gastos associados. Também um conjunto de factores adversos acentuam esta tendência, com especial incidência nos desequilíbrios na ocupação do território, bem como estarmos na presença dos serviços essenciais com os mais elevados encargos associados à sua disponibilização.

2. **O desafio com que o país se depara é pois o de continuar a encontrar soluções que consigam reunir os meios adequados a um desempenho eficaz e eficiente**.

3. **O esforço de infra-estruturação desenvolvido por si só tem-se revelado insuficiente**, uma vez que não tem ainda sido complementado por outras medidas que permitam reunir os demais meios adequados, nomeadamente humanos e financeiros, num quadro de racionalidade, porquanto se exige um preço razoável. As necessidades de investimento ainda identificadas, com particular incidência nos aumentos de fiabilidade no abastecimento público de água e no aumento da cobertura e fiabilidade do serviço de saneamento de águas residuais urbanas, aliadas às exigências acrescidas dos organismos comunitários, suscitam preocupações acrescidas quanto à sua sustentabilidade. São públicas as dificuldades por parte dos municípios, particularmente os mais pequenos, em solverem os compromissos neste domínio, quer com as entidades gestoras dos sistemas multimunicipais, quer em sustentar o aumento das tarifas em concessões, assim como os desvios tarifários gerados pelos serviços começam a merecer atenção.

4. **A sustentabilidade do sector implica uma actuação do lado da oferta, através da melhoria da produtividade e da eficiência e eficácia, para além de uma evolução na solução de financiamento**, incluindo ajustamento tarifário, na persecução do princípio do utilizador pagador.

5. A resposta dada pelos municípios na celebração de duas parcerias públicas e de seis protocolos, envolvendo desde já um total de 126 municípios do continente, evidencia uma disponibilidade sem paralelo para evoluir para uma estruturação mais eficiente e eficaz e com melhores índices de produtividade.

6. Sem prejuízo da salvaguarda das situações de excepção, há necessidade de ultrapassar ao nível dos serviços públicos de águas um conjunto de preocupações em muito ainda associadas a convicções de índole política, num momento em que já dispomos de experiência recente a nível nacional quanto ao trajecto de outras utilidades. Claro está, porém, que esta evolução deverá processar-se num quadro de proximidade característica dos serviços de águas, quer por motivos de índole histórico, quer do ponto de vista de serviço e maturidade do sector.

7. **O trabalho desenvolvido demonstra ainda, mais uma vez, que os gastos encontram-se longe de se encontrar repercutidos nas tarifas**. De facto, e pese embora a

não coincidência temporal e de preços, do gasto médio nacional apurado em Portugal continental com os serviços de águas, 2,72 € por m^3 de água facturada, só 53%, isto é 1,45 € por m^3 de água facturada, é recuperado através da cobrança de tarifas.



Figura 9 – Comparação das tarifas médias dos serviços de AA e de AR em 2006 com o custo dos serviços de AA e de AR a preços de 2008 (euros por m^3 de água facturada).

8. **A experiência internacional e nacional tem demonstrado as consequências nefastas do sub-financiamento dos serviços de águas** – entenda-se ciclo vicioso dos serviços.

9. O trabalho desenvolvido demonstra também que **a aplicação do princípio do utilizador pagador só se revela viável quando elevamos o patamar de aplicação, ao todo nacional**. De facto, os ganhos de escala e verticalização, assim como os apoios comunitários, revelam-se insuficientes para a obtenção, nalgumas regiões per si, de gastos associados aos serviços que possam ser apenas financiados por tarifas, em níveis socialmente sustentáveis para os utilizadores.

10. **O gasto médio nacional apurado no trabalho com os serviços de águas revela-se abaixo das recomendações das organizações internacionais**, que preconiza que o encargo com os serviços de águas a suportar pelos utilizadores finais não deve exceder os 2,5% do rendimento das famílias. Atendendo a um rendimento médio disponível por agregado familiar (€/mês), ponderado pela população residente, na ordem dos 3.000 euros, constamos que o valor apurado corresponde a menos de 1%.

11. **Constatamos ainda que na esmagadora maioria das regiões, há entidades gestoras que praticam tarifas muito próximas do gasto médio nacional apurado**. O esforço de convergência encontra-se no essencial na componente relativa ao serviço de saneamento de águas residuais urbanas.

12. Os estudos desenvolvidos por outras entidades, mais recentemente publicitado pela Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR), evidenciam que os encargos das famílias com os serviços de ambiente (abastecimento de água, saneamento de águas residuais e recolha e tratamento de resíduos sólidos urbanos) são incomparavelmente inferiores aos suportados com electricidade, comunicações e gás.

4.2. Cenários de desenvolvimento

1. **O desafio da sustentabilidade do sector passa então por entidades gestoras com uma escala acrescida**. Perspectivando-se um quadro de estruturação em consenso com os municípios, onde a elevação dos níveis de eficiência e produtividade, é conciliada com garantias acrescidas de eficácia, importa agora encontrar uma solução de financiamento sustentável para os serviços de águas, desejavelmente autonomizada da agenda política, e esclarecida, evitando-se tendências "eficientes" assentes no subfinanciamento dos serviços, particularmente nas actividades de manutenção e nos investimentos de renovação e substituição, conforme experiências, particularmente internacionais neste domínio têm demonstrado. Este fenómeno é aliás igualmente patente em determinadas regiões, face à expressão dos investimentos de remodelação identificados como necessários.

2. A seu tempo, as demais u*tilities* implementaram mecanismos de harmonização tarifária, quer por via da sua actuação no todo nacional (p.e. electricidade), ou num mecanismo de recolha e redistribuição entre diferentes entidades gestoras (p.e. gás a partir de 2008), que lhes tem permitido uniformizar as tarifas junto dos utilizadores finais, sem recurso a outras fontes de financiamento, ao nível da exploração e gestão.

3. O trabalho desenvolvido avaliou ainda que a implementação de idêntico mecanismo de harmonização tarifária nos serviços de águas para patamares socialmente sustentáveis, por compensação da cobrança de receitas dos serviços, estima-se que poderá ter um envolvimento financeiro anual associado que evoluirá de um valor na ordem dos 30 milhões de euros no primeiro ano, para um valor até 120 milhões de euros em ano cruzeiro, no pressuposto de um intervalo tarifário compreendido entre 2,46 €/m^3 e 3,20 €/m^3, para as duas componentes do serviço de águas (preços de 2008).

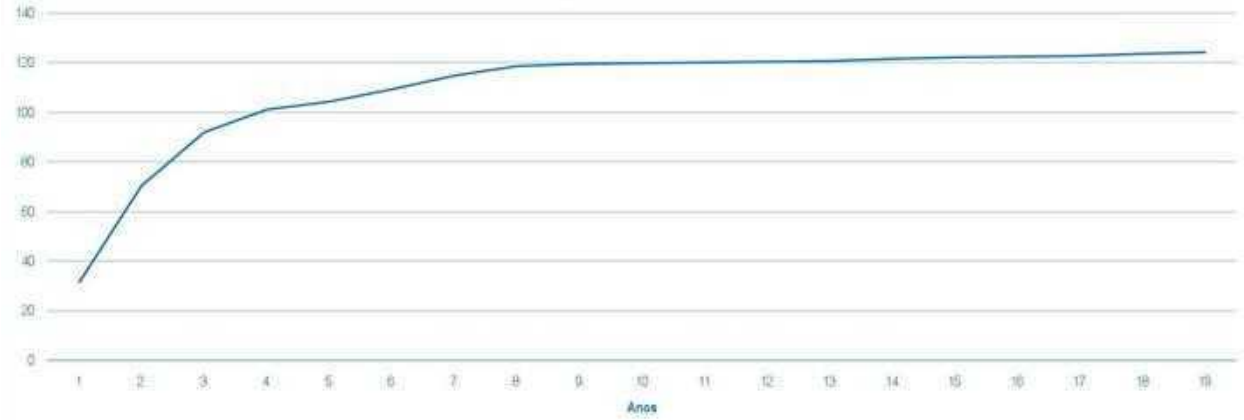


Figura 10 – Estimativa de evolução anual dos montantes para a realização da harmonização tarifária em torno do intervalo compreendido entre 2,46 e 3,20 euros por m^3 de água facturada (milhões de euros).

4. O enquadramento institucional do Grupo Águas de Portugal favorece a implementação de um mecanismo de harmonização tarifária por compensação de receitas cobradas, na prestação de serviços em "alta", entre as entidades gestoras de capitais públicos, que por si só, podiam contribuir de forma significativa para atenuar o fosso actualmente existente, num vasto conjunto de municípios do continente.

4.3. Conclusões finais

As conclusões finais a que se pode chegar observando estes números são pois:

1. Por razões de natureza política fáceis de compreender, não haverá serviços de águas de qualidade nas regiões de interior, sem que sejam introduzidos mecanismos de apoio à tarifa que permitam esbater o fosso existente, entre os valores que terão que ser praticados nestas regiões mais desfavorecidas para recuperar os gastos dos serviços e as tarifas que podem ser praticadas nas áreas metropolitanas. Sem que se alterem as condições, as infra-estruturas em falta dificilmente serão construídas e as existentes dificilmente serão operadas e mantidas em condições sustentáveis.

2. A dimensão apurada do fosso é relativamente contida, não exigindo um esforço incomportável.

3. As soluções adiantadas não são inovadoras, encontrando-se já implementadas noutras *utilities*.

4. Os benefícios expectáveis, tanto do ponto de vista da animação das actividades económicas e da criação de emprego, particularmente na actual conjuntura, como do ponto de vista das externalidades ambientais, económicas e sociais, ultrapassam largamente os gastos associados.

5. O actual contexto macroeconómico e dos mercados financeiros não pode constituir entrave à tomada de algumas medidas, porquanto pode a ausência de algumas medidas agravar um conjunto de dificuldades já detectadas.

AGRADECIMENTOS

O presente documento insere-se em todo o trabalho técnico desenvolvido no âmbito da elaboração dos Planos Directores, envolvendo um conjunto vasto de projectistas e de colaboradores e consultores do Grupo Águas de Portugal, envolvidos directamente neste projecto.

As principais considerações e conclusões atenderam ainda a reflexões e trabalhos desenvolvidos por colaboradores e consultores do Grupo Águas de Portugal.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

INSTITUTO NACIONAL DE ESTATÍSTICA – *Projecções de População Residente, Portugal e NUTS III, 2000-2050*. Lisboa, Instituto Nacional de Estatística, 2005.

MINISTÉRIO DO AMBIENTE, DO ORDENAMENTO DO TERRITÓRIO E DO DESENVOLVIMENTO REGIONAL – *Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Saneamento de Águas Residuais para o período 2007-2013*. Lisboa, Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, 2007.

A ENTIDADE GESTORA DE PROCESSOS: O CASO DA ÁGUAS DE COIMBRA

Jorge L. S. S. TEMIDO[1]; Joaquim J. O. SOUSA[2]

RESUMO

As Entidades Gestoras (EG) dos serviços de águas prestam um serviço de inestimável importância ao país, pelo que é importante assegurar a sua sustentabilidade. Para tal, é necessário que estas organizações cumpram a sua Missão com eficácia e eficiência.

O Pensamento Sistémico e a Gestão por Processos são duas metodologias de gestão, inter-relacionadas, capazes de darem contributos significativos neste sentido. Assim, nesta comunicação discutem-se os aspectos essenciais do Pensamento Sistémico e da Gestão por Processos e o seu impacto na transformação da gestão e no desempenho das organizações. Mostra-se, também, como a Gestão por Processos se relaciona com iniciativas relacionadas com a Gestão da Estratégia, a Gestão da Qualidade e a Gestão de Processos de Negócio nas organizações.

Por fim, mostra-se como as metodologias e os instrumentos de gestão apresentados foram aplicados no caso concreto de uma EG do sector das águas: a Águas de Coimbra, E.E.M.

Palavras-chave: *Balanced Scorecard*, Gestão da Qualidade, Gestão de Processos de Negócio, Gestão por Processos, Pensamento Sistémico.

[1] *Professor Auxiliar Convidado, Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Pólo II – Pinhal de Marrocos, 3030 – 290 Coimbra, jtemido@.dec.uc.pt*

[2] *Professor Adjunto, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Rua Pedro Nunes - Quinta da Nora, 3030-199 COIMBRA, jjoseng@isec.pt*

1. INTRODUÇÃO

Apesar da evolução significativa do Sector das Águas desde 1993, há que reconhecer que a situação actual, no que diz respeito à gestão dos serviços a seu cargo – o abastecimento de água e o saneamento de águas residuais urbanas –, apresenta ainda falta de recursos (financeiros, infra-estruturais e humanos) e de capacidades organizacionais, traduzida na falta de tradição na procura de elevados níveis de eficácia e de eficiência no cumprimento da sua Missão.

Por outro lado, há que reconhecer que um dos maiores desafios à sustentabilidade das Entidades Gestoras (EG) se refere à necessidade de disporem de tarifários capazes de proceder à recuperação integral dos custos dos serviços de águas que asseguram. No entanto, este movimento ocorrerá num difícil enquadramento macroeconómico e social do nosso país, dificultando o aumento dos tarifários a par da manutenção de custos de ineficiência significativos.

Assim, a melhoria da qualidade, o aumento da produtividade e a adopção de princípios de gestão adequados, são factores-chave para a melhoria dos serviços públicos em geral e para os serviços de águas em particular.

Por estas razões, cada vez mais as EG estão a considerar caminhos novos para o desenvolvimento da sua actividade, alguns dos quais são já utilizados noutras indústrias e sectores, capazes de assegurar elevados níveis de eficácia e de eficiência na sua actuação.

De entre as mais modernas ferramentas de gestão, podem referir-se aqui, para além da Auto-Avaliação e do *Benchmarking*, como ferramentas de diagnóstico do nível de mudança exigido em cada organização, o *Balanced Scorecard*, como ferramenta de Gestão Estratégica capaz de ligar a estratégia às operações, e outros instrumentos destinados à melhoria das operações – como a Gestão pela Qualidade Total, a Reengenharia, e a Gestão de Processos de Negócio.

Todas estas ferramentas e instrumentos de gestão têm em comum basearem a sua aplicação nos processos organizacionais.

Reconhecendo-se que são os processos organizacionais que asseguram a capacidade de fornecer produtos e serviços que os clientes valorizam, defende-se neste trabalho que as EG devem adoptar uma abordagem baseada nos Processos, no lugar da habitual abordagem baseada nas Funções, e que só através de uma abordagem sistémica e da gestão eficaz dos processos será possível assegurar valor para os clientes e reduzir o desperdício de forma sustentável.

Por conseguinte, neste trabalho defendem-se os processos como o núcleo central da gestão, a partir do qual a Missão das EG é materializada, desde que ele seja apoiado pelas pessoas no interior da organização.

Apresentam-se, também, as iniciativas desenvolvidas na entidade gestora AC, Águas de Coimbra, E.E.M. para a introdução da Gestão por Processos e quais as metodologias, tecnologias e ferramentas de gestão adoptadas.

2. PENSAMENTO SISTÉMICO E GESTÃO POR PROCESSOS

2.1 O Pensamento Sistémico e as organizações

O Pensamento Sistémico é uma disciplina destinada a permitir-nos ver o CONJUNTO. É uma forma de pensar destinada a compreender as relações entre as coisas. A estabelecer relações causa-efeito e a detectar padrões de mudança num ambiente dinâmico.

O Pensamento Sistémico constituiu uma alternativa ao nosso modo habitual de pensar, linear, de causa-efeito simples. Para pensar deste modo diferente é necessário adoptar e compreender o conceito de sistema.

Mas o que é um sistema? *SISTEMA é um conjunto de componentes interdependentes que funcionam em conjunto para alcançar um determinado fim* (Deming, 1994). Uma determinada missão, se quisermos.

O Pensamento Sistémico tem a sua origem em dois conceitos fundamentais da teoria dos sistemas e do controlo (Senge, 1990): (1) o de *feedback*, (2) e o de servo-mecanismo.

Actualmente, o Pensamento Sistémico é cada vez mais necessário, atendendo ao nível de complexidade crescente dos assuntos que nos rodeiam. Muitos dos problemas que enfrentamos apresentam uma complexidade (dinâmica) onde as relações causa-efeito são subtis e onde os efeitos diferidos no tempo resultantes das nossas acções não são óbvios.

Quando uma mesma acção tem consequências muito diferentes no curto-prazo e no longo-prazo, estamos na presença de complexidade dinâmica. Quando uma acção tem determinadas consequências localmente e consequências muito diferentes noutras partes do sistema, estamos na presença de complexidade dinâmica. Sempre que as nossas intervenções não são óbvias, existe complexidade dinâmica. Complexidade dinâmica é a complexidade associada a problemas dos sistemas dinâmicos. Melhorar a qualidade, baixar os custos, e satisfazer os clientes de um modo sustentável no tempo, é um problema dinâmico.

Os problemas sistémicos são problemas que envolvem inter-relações entre um grande número de variáveis, onde as relações causa-efeito entre essas variáveis são circulares, daí a importância do conceito de *feedback*, contrariando assim o pensamento linear comum, e alterando a ideia tradicional de causalidade.

Nada é influenciado apenas numa direcção. A prática do Pensamento Sistémico começa pela compreensão do conceito de *feedback*, que mostra como as acções se podem reforçar ou contrariar (anular) umas às outras.

Tudo está relacionado com tudo e é frequentemente vantajoso modelar as organizações em termos de fluxos de actividades (e de informação) e de ciclos de *feedback*.

Para além da ideia de causalidade, o conceito de *feedback* altera a ideia de antropocentrismo: a de que nós estamos no centro das actividades. Numa perspectiva sistémica, o actor é parte do processo de *feedback*, não está de fora. Esta constatação

permite-nos tomar consciência de que nós influenciamos e somos influenciados pela realidade. Tem ainda uma outra implicação, a de que um sistema não se compreende a ele próprio. A de que ele tem de ser mudado a partir de FORA (a partir dos clientes).

De qualquer modo, um sistema necessita de ser GERIDO. É trabalho do gestor direccionar a capacidade de todos os componentes do sistema no sentido de alcançarem a sua missão. Um sistema deve criar algo de valor, por outras palavras, apresentar RESULTADOS.

O conceito de *feedback* altera, também, a ideia de que existe um indivíduo que é responsável por determinado problema. Na realidade, o conceito de *feedback* complica o assunto da responsabilidade. Numa visão circular, toda a gente partilha a responsabilidade pelos problemas gerados por um sistema. O que não quer dizer que todos tenham a mesma capacidade de influenciar o sistema. Mas todos têm a responsabilidade de se envolverem na resolução dos problemas, têm que TRABALHAR EM EQUIPA. É preciso COOPERAÇÃO entre as pessoas.

Quanto maior for a interdependência entre as componentes de um sistema, maiores serão as necessidades de COMUNICAÇÃO e de COOPERAÇÃO entre as pessoas. E maior será a necessidade de GESTÃO (Deming, 1994).

A perspectiva sistémica é, normalmente, orientada para o longo-prazo, para a CONSTÂNCIA DE PROPÓSITOS. É por isso que o mecanismo de *feedback* é tão importante.

A essência do Pensamento Sistémico envolve então (Senge, 1990):

- Identificar círculos de causalidade, no lugar de cadeias lineares de relações causa-efeito. A realidade é circular, embora pela nossa educação tenhamos tendência para ver rectas. Na escola começam as nossas dificuldades como analistas de sistemas.
- Ver os processos de mudança, mais do que as coisas em si. Simular com muitas variáveis (muito detalhe) pode distrair-nos da capacidade de identificar padrões de mudança e de identificar as principais inter-relações. O foco está na complexidade dinâmica.

Depois da sua introdução, a expansão crescente do Pensamento Sistémico permitiu, a certa altura, a definição de uma Teoria Geral dos Sistemas (Bertanlanffy, 1969).

Na sua aplicação às organizações, no essencial, a Teoria de Sistemas considera que cada organização corresponde a um sistema aberto, destinado a assegurar a transformação de *inputs* (recursos) em *outputs* (bens e serviços), através do processo de transformação que inclui a gestão.

Uma organização é um conjunto de componentes: pessoas, máquinas, materiais, informação, que interagem e se inter-relacionam entre si. A esse conjunto chamamos sistema, sendo que um sistema é uma unidade, uma entidade.

Por outro lado, as organizações são constituídas por pessoas que se propõem, em grupo, atingir determinados objectivos, cujo processo de cumprimento destes pode ser assemelhado a um processo (ou sistema) de transformação de *inputs*, ditos recursos (humanos, materiais, financeiros, tecnológicos, etc.) em *outputs* (bens e/ou serviços, informação, resultados, etc.), conforme se ilustra na Figura 1.

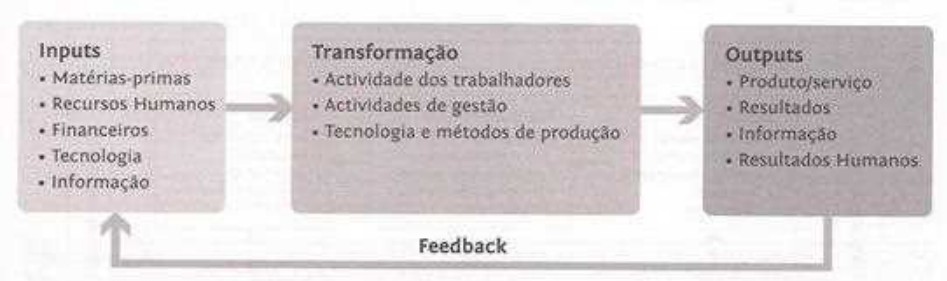


Figura 1 – Organização como sistema de transformação de *inputs* em *outputs* (Fonte: Santos, 2008).

Os resultados actuais de uma organização, desejados ou não, são um produto natural da organização no presente; a organização que aspiramos ser no futuro caracterizar-se-á por apresentar outros resultados, por gerar outro nível de desempenho. Mas para melhorar os resultados, só há uma solução: MUDAR A ORGANIZAÇÃO QUE OS GERA.

A abordagem sistémica permite-nos pensar em construir, em criar deliberadamente um futuro desejado; podemos olhar os resultados futuros como os efeitos, como as consequências que resultarão, naturalmente, das causas em que actuarmos. É preciso fazer PREVISÕES, governar o futuro, não ser vítima das circunstâncias. Pela compreensão do comportamento do sistema seremos capazes de prever as consequências de uma alteração proposta.

2.2 A Gestão por Processos

Qualquer organização é composta por um conjunto de actividades que são executadas para desenhar, produzir, comercializar, entregar e sustentar os seus produtos e serviços.

O PROCESSO é a forma sob a qual o objectivo abstracto de colocar os clientes em primeiro lugar se transforma nas suas consequências práticas.

Do ponto de vista do cliente, uma organização existe para lhe criar valor, para lhe fornecer RESULTADOS. Os processos são o que cria os resultados que uma organização fornece aos seus clientes. PROCESSO é um termo técnico com uma definição precisa (Hammer, 2003): *grupo organizado de actividades relacionadas que, em conjunto, criam um resultado valorizado pelos clientes***.**

Um processo é um conjunto, é um grupo, de actividades e não só uma única actividade. É um conjunto de tarefas. Nenhuma tarefa sozinha cria o resultado desejado. O valor é criado com todo o processo, no qual estas tarefas se combinam, de uma forma sistemática, para um objectivo claro. Por outro lado, as actividades num processo não são aleatórias ou *ad hoc*: estão RELACIONADAS e ORGANIZADAS. Não incluem actividades irrelevantes e as que estão incluídas não podem ser desempenhadas numa sequência arbitrária. É necessário fazer as coisas certas sempre da forma certa. Isto é, assegurar EFICÁCIA e EFICIÊNCIA.

Em terceiro lugar, todas as actividades num processo devem funcionar em CONJUNTO para se atingir um objectivo comum. Cada processo tem um propósito, uma missão. Cada pessoa que exerce tarefas num processo deve conhecer, também, as necessidades e o trabalho das outras pessoas que estão juntamente com ela no *fluxo de trabalho* do processo, em vez de se concentrar isoladamente nas suas tarefas. As pessoas que trabalham num processo têm que ter um objectivo comum. Caso contrário, cada um terá um objectivo limitado, relacionado com os objectivos do seu departamento, o que nada tem que ver com as necessidades globais do processo.

Por último, os processos não são um fim em si mesmo. Têm um propósito que transcende e molda todas as actividades que o constituem. Eles existem para criar VALOR para o cliente.

Uma organização pode assim ser vista como um sistema, composto por um conjunto de partes a que chamamos processos. Identificar, compreender, e gerir processos, inter-relacionados como um sistema, contribui para que a organização atinja os seus objectivos com eficácia e eficiência. Na realidade, o desempenho de uma organização é o desempenho de um sistema, é o produto da interacção e inter-relação de um conjunto de componentes, que se designam por processos de negócio, organizacionais, internos ou apenas processos. Quando os processos são mais integrados, de maiores dimensões, a tendência é para usar as designações apresentadas em primeiro lugar.

Cada empresa usa um conjunto específico de processos para criar valor para o cliente e, deste modo, garantir a sua sustentabilidade. O conceito de Cadeia de Valor genérica de Porter (1985) pode, igualmente, ser aplicado aos processos, definindo-se uma Cadeia de Valor genérica completa dos processos de negócio, como representado na Figura 2, que tem início com os processos de inovação, prossegue com os processos de operações, e termina com o processo de serviço pós-venda (Kaplan e Norton, 1996).

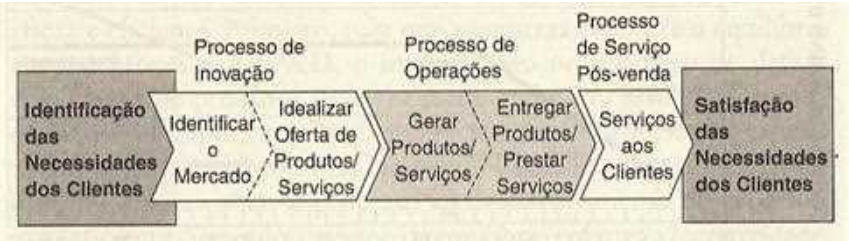


Figura 2 – Processos de negócio e a Cadeia de Valor genérica
(Fonte: Kaplan e Norton, 1996).

Os processos cumprem duas funções fundamentais da estratégia de uma organização: (1) produzem e fornecem a proposta de valor para os clientes; e (2) melhoram a qualidade dos produtos e serviços, reduzem os custos (melhorando a produtividade), e reduzem o tempo de entrega.

A MELHORIA DOS PROCESSOS é assim uma das prioridades das organizações, uma vez que eles são fundamentais na criação de valor. Processos eficazes e alinhados determinam como se cria e sustenta valor.

Se pretendemos executar uma estratégia para transformar a organização e conseguir novos níveis de desempenho, então, temos que identificar os processos que geram os resultados actuais, para, melhorando-os, podermos alavancar as mudanças que gerarão o comportamento e o nível de desempenho futuro desejados. Para isso, a execução da estratégia, definida no âmbito do processo de gestão estratégica, tem de ser capaz de alterar as causas raiz do desempenho actual com que não estamos satisfeitos. Assim, se actuarmos sobre os indutores adequados, como os processos internos e os recursos humanos e organizacionais, podemos influenciar os resultados futuros desejados.

Neste âmbito, a ANÁLISE e o REDESENHO de processos são métodos usados nas organizações para a melhoria dos processos. Para o efeito, as organizações tendem a definir TEMAS ESTRATÉGICOS destinados a reforçar os seus processos internos, privilegiando os processos que são mais importantes para a satisfação dos clientes (Kaplan e Norton, 1996, 2004).

A estratégia de uma organização descreve o modo como ela pretende criar valor para os seus accionistas/titulares, os seus clientes e para os cidadãos em geral. Para criar valor para os seus clientes e restantes partes interessadas, as organizações utilizam activos tangíveis, como as infra-estruturas e os recursos financeiros, e utilizam também activos intangíveis, como os processos e o capital humano (capacidades, talento e *know-how*), o capital da informação (sistemas, bases de dados e redes de informação), e o capital organizacional (cultura, liderança, alinhamento, trabalho em equipa).

A proposta de valor é o elemento central da estratégia e refere-se, normalmente, a atributos dos produtos e serviços, à imagem e reputação da organização, e ao relacionamento com os clientes e outros *stakeholders*. Genericamente, na prática das organizações, pode falar-se da existência de três PROPOSTAS DE VALOR (Treacy e Wiersema, 1995): (1) Excelência Operacional (Liderança em preço); (2) Liderança do produto ou serviço; e (3) Intimidade com o cliente.

Para contextualizar, refira-se, a propósito, que as EG dos serviços do sector das águas adoptam geralmente propostas de valor baseadas na EXCELÊNCIA OPERACIONAL, como forma de irem ao encontro das necessidades e expectativas dos clientes/cidadãos: elevada qualidade a baixo preço. A excelência nos processos operacionais é um tema estratégico genérico essencial para as EG do sector das águas.

Ao satisfazerem os clientes e os seus titulares de maneira compatível com a sua Missão, recorrendo aos instrumentos de clarificação e de gestão estratégica, como os Mapas Estratégicos e o *Balanced Scorecard* (Kaplan e Norton, 1996, 2001, 2004), as organizações criam uma arquitectura estratégica eficaz e eficiente, que reflecte temas como a PRODUTIVIDADE e/ou o CRESCIMENTO da receita, contribuindo para a sua sustentabilidade a longo-prazo.

Os sistemas de Gestão da QUALIDADE baseados na série de normas ISO 9000 e as iniciativas relacionadas com a qualidade, como a Gestão pela Qualidade Total ou o Seis Sigma, adoptam uma ABORDAGEM POR PROCESSOS, porque na sua essência está uma cultura de FOCALIZAÇÃO NO CLIENTE, e os processos, como vimos, são a forma eficaz de criar valor para o cliente, de ir ao encontro das suas necessidades e expectativas. Para além da abordagem por processos, as iniciativas de Gestão da Qualidade recorrem à

avaliação dos RESULTADOS (efeitos dos processos) e à avaliação dos PROCESSOS para tomarem decisões. O Controlo Estatístico de Processos (CEP), baseado em cartas de controlo, destina-se a fazer previsões sobre o comportamento dos processos e dos sistemas (Deming, 1982, 1994).

O conceito de qualidade é frequentemente associado à ideia de MELHORIA CONTÍNUA – de mudar para melhor através de pequenos incrementos contínuos –, mas, na década de 1990, com o objectivo de se conseguirem grandes saltos de competitividade nas empresas, houve um movimento que procurou alterar radicalmente os processos, através da sua integração em grandes processos de negócio e da sua automação recorrendo a Tecnologias da Informação (TI), que ficou conhecido por REENGENHARIA. Já não se procuravam melhorias contínuas, como na Qualidade, mas MELHORIAS RADICAIS (Davenport, 1993; Hammer e Champy, 1993). A ideia era que os desenvolvimentos que tinham acontecido, na década de 1980, nas TI eram capazes de criar grandes melhorias nos processos de negócio, permitindo integrar processos até se atingirem processos de grandes dimensões. Algumas iniciativas de *Business Process Reengineering* (BPR) foram bem sucedidas enquanto muitas outras falharam, provocando desilusão e fazendo com que a expressão "Reengenharia de Processos de Negócio" se tornasse impopular, no final da década de 1990, e que, gradualmente, fosse caindo em desuso.

Em alternativa, a maioria das organizações começou a referir as suas iniciativas relativas a processos de negócio como "melhoria de processos de negócio", ou "redesenho de processos de negócio". A maioria das iniciativas de redesenho foi dinamizada pelas TI.

Na década de 1990, as empresas de TI desenvolveram sistemas de *workflow* destinados a automatizar processos baseados em documentos. No mesmo período, as empresas de TI começaram a desenvolver aplicações por módulos, de modo a permitir que, pela sua integração, eles representassem grandes processos de negócio. Deste modo, podia conceber-se um processo de negócio através da decisão de quais os módulos que deveriam ser integrados. Um número restrito de empresas de TI começou a oferecer sistemas deste tipo, designados por sistemas ERP (*Enterprise Resource Planning*[3]). Para além dos ERP, merecem também referência os sistemas destinados a gerir a relação com o cliente (CRM – *Client Relationship Management*), que se destinam a coordenar todos os processos de negócio associados com as actividades das organizações que lidam com o serviço, vendas, marketing e suporte ao cliente. Simetricamente, desenvolveram-se sistemas que se focam no fornecedor, por oposição ao CRM: fala-se de *Supply Chain Management* (SCM). A Internet e os portais WEB apresentaram uma oportunidade mais barata de comunicação, com os fornecedores e com os clientes, que as empresas de TI não desprezaram nos seus desenvolvimentos.

Nas organizações, acima do nível operacional, onde os sistemas de informação (SI) que acabámos de referir se colocam, podem encontrar-se sistemas designados por *Business Intelligence* (BI), destinados à análise de informação pela gestão intermédia e de topo (Gouveia e Ranito, 2004).

[3] ou Planeamento de Recursos Empresariais.

Actualmente, as empresas de TI desenvolvem soluções para a integração de sistemas de *workflow* com sistemas integrados como o ERP e o CRM, e com as tecnologias baseadas na Internet, para criarem um novo tipo de aplicação, um sistema de GESTÃO DE PROCESSOS DE NEGÓCIO (*BPMS – Business Process Management System*), que coordene a actividade diária da organização (Smith e Fingar, 2003).

Para terminar esta parte do texto, há que enfatizar que os processos provocam uma revolução no modo de pensar cada organização que implica MUDANÇA, porque (Hammer, 2003):

1. Os processos são teleológicos, i.e. focalizam-se no resultado do trabalho, mais do que no trabalho em si mesmo;
2. Os processos são focalizados no cliente;
3. Os processos são holísticos, a sua idealização transcende as actividades individuais;
4. A idealização de um processo tem por base a convicção de que o sucesso nos negócios deriva de formas de trabalho bem concebidas.

3. INICIATIVAS DA ÁGUAS DE COIMBRA NA GESTÃO POR PROCESSOS

3.1 A reestruturação da empresa: o plano inicial

No final de 2005, a empresa Águas de Coimbra (AC) enfrentava um conjunto de circunstâncias e de condicionalismos expressos no seu Relatório e Contas 2005 (AC, 2005), merecendo aqui destaque a separação da “alta” e da “baixa”, com o aparecimento da empresa multimunicipal Águas do Mondego (AdM) que passou a exercer actividades e a explorar infra-estruturas, até aí, a cargo da AC.

Estava criada a oportunidade para pôr em prática um PROCESSO DE MUDANÇA. Deste modo, a AC, para a prossecução da sua Missão, viu-se obrigada a repensar as suas linhas de orientação estratégica, bem como, os seus objectivos estratégicos, e a definir um conjunto de projectos e iniciativas capazes de adequar a empresa para responder aos desafios de modernização do sector, na busca de uma maior eficácia e eficiência na sua actuação.

No final do ano de 2005, com base numa análise preliminar da situação da empresa, definiram-se logo grandes vectores de acção, nomeadamente:

1. Cumprimento do Plano de Investimentos (PI) plurianual (2005-2009), com vista a garantir a universalidade dos seus serviços de acordo com as metas do PEAASAR (2000 – 2006);
2. O investimento na modernização tecnológica;
3. A reorganização e melhoria do sistema de gestão da empresa;
4. A aposta na qualificação e formação dos colaboradores.

Estes vectores de acção da empresa justificaram-se por um conjunto de razões, que se explicitam de seguida:

- Falta de focalização no cliente. Necessidade de definir uma política destinada a garantir a total satisfação dos seus clientes;
- Necessidade de cumprimento atempado da política do sector e dos seus objectivos operacionais expressos no PEAASAR 2000 – 2006 e, posteriormente, no PEAASAR 2007-2013;
- O facto de a empresa não dispor de ferramentas imprescindíveis para a sua gestão operacional, nomeadamente: um Sistema de Informação Geográfica (SIG); um Sistema de Telegestão para a supervisão, controlo, gestão de alarmes e recolha de informação relativos às suas infra-estruturas de rede; um Sistema Integrado de Informação para a Gestão (ERP, CRM, e BI);
- Desadequação da estrutura orgânica e funcional da empresa à realidade funcional (resultante, em parte, do aparecimento da empresa AdM que ficou responsável por actividades antes a cargo da AC);
- Ausência de qualquer Sistema de Gestão Estratégica (ciclo estratégico) e de um Sistema de Monitorização do Desempenho organizacional adequado (ciclo operacional);
- Ao nível dos recursos humanos, a empresa apresentava muitos colaboradores com baixo nível de qualificação escolar e falta de quadros superiores em áreas técnicas específicas (planeamento de infra-estruturas de rede, informação geográfica, modelação matemática de redes, controlo de perdas de água, gestão da qualidade, entre outras).

A "proposta de valor" para os clientes da AC, atendendo ao carácter de serviço público essencial dos serviços que assegura, foi expressa na adopção de uma estratégia baseada na Excelência Operacional. Esta proposta de valor tem tradução nas COMPETÊNCIAS - CHAVE em que a empresa tem de ser excelente para garantir o cumprimento da sua Missão com elevados níveis de desempenho: (1) Simplificação e padronização de procedimentos; (2) Redução de avarias; (3) Melhoria contínua dos processos e dos colaboradores; (4) Redução de riscos (financeiros, ambientais, de segurança dos clientes e de segurança e saúde dos colaboradores); e (5) Controlo exigente dos custos.

Para o período de 2006 a 2009, a empresa, para a concretização da sua estratégia, definiu como prioritários os seguintes projectos: (1) Cumprimento do Plano de Investimentos plurianual (2005-2009); (2) Elaboração dos Planos Directores de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais e Pluviais; (3) Implementação de um SIG; (4) Implementação da Telegestão; (5) Implementação de um Sistema Integrado de Informação para a Gestão, apoiado em sistemas de informação do tipo ERP e CRM; (6) Implementação de um Sistema de Gestão da Qualidade (ISO 9001), de um Sistema de Gestão Ambiental (ISO 14001), de um Sistema de Segurança e Saúde no Trabalho (OHSAS 18001/NP EN 4397), com o objectivo de vir a obter a certificação de um Sistema Integrado de Qualidade, Ambiente e Segurança, no médio prazo; (7) Implementação e certificação de um Sistema de Responsabilidade Social (SA 8000); (8) Aposta de forma decisiva na formação dos colaboradores da empresa; (9) Redução do nível de perdas de água, reais e aparentes, do sistema de abastecimento de água; (10) Redução da afluência de águas pluviais e de infiltração aos sistemas de drenagem.

3.2 Desenvolvimento de um Sistema de Gestão Organizacional para a AC

3.2.1 Clarificação estratégica

Posteriormente, e já no âmbito do desenvolvimento do terceiro vector de acção acima apresentado – reorganização e melhoria do sistema de gestão da empresa –, a gestão de topo decidiu introduzir um Sistema de Gestão Estratégica na empresa, destinado a sistematizar a formulação da estratégia e a garantir a sua execução. A ideia era a de colocar a Estratégia numa posição central, quer no processo de gestão, quer no processo de mudança.

A conciliação de instrumentos de gestão como o Pensamento Sistémico, a Gestão por Processos, o *Balanced Scorecard*, e a Gestão da Qualidade (ISO 9001), anteriormente apresentados, permitirá a qualquer organização criar um Sistema de Gestão capaz de melhorar o seu processo de transformação, de modo a maximizar o grau de cumprimento da sua Missão, expressos na sua eficácia e eficiência organizacionais.

Para assegurar o cumprimento da sua Missão com eficácia, uma organização necessita de ter uma Estratégia, que depois se desdobra em etapas sucessivamente mais concretas: uma estratégia, um mapa da estratégia, indicadores e metas, iniciativas estratégicas e planos de acção. Tudo sintonizado e alinhado, graças ao *Balanced Scorecard.*

O principal motivo para desenvolver um Sistema de Gestão numa organização – sistema para o estabelecimento da Política e dos objectivos e para a concretização dos objectivos – passa pela melhoria da capacidade em controlar o seu futuro, em ser pró-activa. Essa proactividade começa pelo esclarecimento da sua Missão e pelo desenvolvimento de uma Visão ideal do futuro, seguida da análise da situação actual, para se poder determinar a lacuna entre o que a organização é hoje e o que queremos que ela venha a ser no futuro.

No âmbito deste projecto de desenvolvimento e implementação de um Sistema de Gestão para a AC, começou-se por definir a Missão, a Visão e os Valores, conceitos ligados ao *alinhamento estratégico*, necessários para a clarificação do estado ambicionado para a empresa no futuro.

Missão (Porque existimos?)

"A Águas de Coimbra tem como Missão assegurar às pessoas serviços de excelência de abastecimento de água e saneamento de águas residuais, que contribuam para uma vida saudável e promovam a protecção do meio ambiente".

Visão (O que queremos ser?)

"A Águas de Coimbra, através da acção dedicada dos seus colaboradores, aspira a contribuir para a saúde e bem-estar das pessoas, assegurando em simultâneo o uso eficiente da Água como um recurso valioso e actuando com ética no respeito pelos valores da Natureza, preservando o Meio Ambiente para as gerações futuras".

Valores (O que é importante para nós?)

- ***Ética:*** *Actuar com transparência, rigor, competência, verdade e lealdade. Ao comprometer-se com este conjunto de valores, a Águas de Coimbra reforça os laços de confiança com os clientes, com os colaboradores, com o accionista, com os fornecedores, com os sindicatos e com a sociedade envolvente.*
- ***Responsabilidade:*** *Social, Económica e Ambiental. A Águas de Coimbra compromete-se a contribuir para um desenvolvimento sustentável, valorizando os interesses das partes interessadas, cumprindo a sua política de Responsabilidade Social, assegurando a sua viabilidade económica e preservando o meio ambiente.*
- ***Liderança:*** *Criatividade e inovação nos processos e serviços. A Águas de Coimbra posiciona-se como agente de mudança no sector da Água, envolvendo todos os elementos da organização numa atitude de ambição e de descoberta de novas oportunidades.*
- ***Excelência:*** *A Águas de Coimbra considera que só com um elevado nível de exigência no seu desempenho pode alcançar a total satisfação dos seus clientes. A eficácia, a eficiência, a melhoria contínua e a competência são os pilares de um patamar de excelência que a empresa tem como modelo de actuação.*
- ***Aprendizagem e desenvolvimento:*** *A motivação e a valorização dos colaboradores são condições indispensáveis para o crescimento de toda a organização. A aprendizagem contínua, a capacidade de trabalhar em equipa e a adaptação à mudança conduzem a empresa a alcançar os melhores resultados e a projectar-se no futuro".*

Definido o *alinhamento estratégic*o da organização, e antes de se passar à fase de *operacionalização da estratégia*, materializada pela definição dos Temas (ou Linhas) Estratégicos e dos Objectivos Estratégicos, em que a organização comunica a todos os colaboradores os objectivos que pretende atingir para que a sua Estratégia seja bem sucedida, importa fazer uma análise da situação actual, para se poder determinar o que somos hoje, antes de definir o caminho que nos permitirá transformar a organização presente naquilo que ela delineou para o seu futuro, expresso na sua Visão.

Durante a implementação do Sistema de Gestão da AC, na fase de análise da situação actual, recorreu-se a um conjunto de instrumentos de gestão, nomeadamente: (1) Análise PESTAL; (2) Auto-avaliação segundo Indicadores de Desempenho (ID) da IWA; (3) Avaliação da qualidade de serviço prestado aos utilizadores (IRAR); (4) *Benchmarking* segundo a iniciativa NEBC; (5) Análise SWOT; e (6) Análise à Cadeia de Valor da organização.

Na Figura 3 representa-se a Cadeia de Valor das actividades envolvidas na criação física do produto e na sua venda e transferência para o comprador, bem como a assistência pós-venda – *actividades primárias* – da Águas de Coimbra, tal como foi definida em 2007. Nela pode identificar-se o processo de inovação, identificação de mercados e o desenvolvimento estratégico, juntamente com os processos de operações onde os produtos e serviços são criados e entregues aos clientes, e no final o processo de serviço pós-venda, a Gestão comercial e CRM.



Figura 3 – Cadeia de Valor da AC: Actividades Primárias
(Fonte: *PriceWaterhouseCoopers*).

Nos processos de operações está o foco da organização, uma vez que a excelência operacional e a redução de custos nos processos de produção e prestação de serviços são metas importantes para a excelência do desempenho no cumprimento da sua Missão.

Com base nos resultados das análises efectuadas, definiram-se, então, as grandes Linhas Estratégicas da AC até ao final de 2009, nomeadamente:

1. Assegurar a universalidade dos serviços públicos de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais urbanas, de acordo com a política do sector e as orientações da tutela;
2. Focalizar a sua actividade na satisfação das necessidades dos seus clientes/utilizadores, adoptando o tema Excelência Operacional como proposta de valor essencial;
3. Promover a modernização tecnológica da empresa e apostar na qualificação e formação dos seus colaboradores;
4. Adoptar as melhores práticas de gestão organizacional e desenvolver um Sistema Integrado de gestão de Qualidade, Ambiente, e Segurança e Saúde no Trabalho;
5. Promover a integração da empresa na sociedade através de acções de responsabilidade social destinadas a elevar a importância da Água como recurso valioso, que necessita de ser utilizado de modo eficiente, e a divulgar o conceito de desenvolvimento sustentável.

3.2.2 Desenvolvimento de um BSC (*Balanced Scorecard*)

O facto de a AC estar num mercado cada vez mais exigente, em termos de necessidades dos clientes, das questões ambientais e do nível de regulação da sua actividade, traz novos desafios para a função de gestão, sendo fundamental desenvolver uma ferramenta que permita à organização formular a sua estratégia e garantir a sua execução.

O *Balanced Scorecard* (BSC) é uma ferramenta de gestão estratégica que permite transformar a Visão e a Estratégia em resultados tangíveis. Permite alinhar a Visão da organização com os recursos e com as operações e aumentar a responsabilização dos seus colaboradores.

O projecto a implementar na AC consistirá, essencialmente, na concepção de um BSC Corporativo, que abranja a definição de objectivos estratégicos e tácticos, assim como a

sistematização de objectivos, indicadores e metas operacionais, em *Tableaux de Bord* operacionais (para as áreas funcionais).

O BSC vai permitir avaliar a implementação da estratégia, monitorizando a informação condensada nos *Tableaux de Bord* através de indicadores críticos, ou seja, os mais adequados para traduzir e quantificar a execução da estratégia. Contempla informação financeira, que relata a evolução dos activos tangíveis (os activos corpóreos), mas abre também uma janela para o valor criado pelos activos intangíveis, permitindo medir o desempenho da empresa de uma forma mais integrada.

Futuramente, após o desenvolvimento do BSC Corporativo e dos *Tableaux de Board* departamentais, será necessário articular os objectivos estratégicos com os departamentais, e com os individuais de todos os colaboradores, para garantir um alinhamento organizacional desde o topo até à base.

3.2.3 Gestão por Processos

A Gestão por Processos, que analisámos anteriormente, é a melhor forma de interligar três aspectos fundamentais para qualquer organização: (1) Clientes/Utilizadores; (2) Processos; e (3) Resultados.

Na realidade, são os processos de negócio que asseguram a uma organização a capacidade de fornecer produtos e serviços com o valor definido para os seus clientes, como vimos.

A adopção de um Sistema de Gestão baseado numa abordagem por processos tem, no entendimento expresso na Norma ISO 9001, o mérito de *"Os resultados pretendidos são alcançados de forma mais eficiente quando as actividades e os recursos que lhe estão associados são geridos como um processo".*

Para que, no âmbito da implementação do sistema de gestão da empresa, seja possível promover uma gestão baseada nos processos organizacionais, é necessário, em primeiro lugar, proceder à modelação da organização.

Embora o modelo de uma organização seja uma simplificação da realidade, ele é uma representação externa e explícita de parte da realidade, tal como vista pelas pessoas que pretendem usar o modelo para compreender, para mudar, para gerir e para controlar essa parte da realidade.

Uma organização pode ser, então, representada por um conjunto de processos, ou por um conjunto de processos organizacionais, que resultam da associação daqueles e que, no seu conjunto, pretendem representar a organização como um sistema aberto e contingencial, que transforma *inputs* em *outputs* valorizados pelo cliente, através de um processo de transformação que se deseja que seja eficaz e eficiente, sob a acção dos gestores.

Estabelecer o mapa dos processos prioritários é uma opção da gestão que reflecte uma determinada visão estratégica. É, portanto, um trabalho da gestão de topo.

O modelo obtido para a AC apresenta-se graficamente na Figura 4. Nele se representam os diferentes processos e as suas interacções, ligando a entrada – "clientes com necessidades" – à saída – "clientes servidos".

Na representação simplificada da organização, que releva o essencial no nosso entender, identificaram-se os processos seguintes (ver Figura 4):

- *Integradores*: Processo de Gestão Estratégica.
- *Nucleares*: Processo de Aquisição e Construção de Infra-estruturas; Processo de Recepção de Infra-estruturas Prediais; Processo de Exploração de Infra-estruturas de Água e de Saneamento; Processo de Manutenção de Infra-estruturas de Água e de Saneamento; Processo Comercial; e Processo CRM.
- *Suporte*: Processo de Gestão Financeira; Processo de Gestão de Recursos Humanos; Processo de Gestão de Equipamentos e Viaturas; Processo de Gestão de Contadores; Processo de Gestão de Compras e de Gestão de Existências; Processo de Gestão de Tecnologias e Sistemas de Informação; e Medição, Monitorização e Melhoria.

Através da representação do seu modelo de processos, a AC procedeu à identificação e à classificação dos processos da sua Cadeia de Valor, de acordo com a sua importância para acrescentar valor ao cliente (externo e interno), em particular, e à organização no seu conjunto.

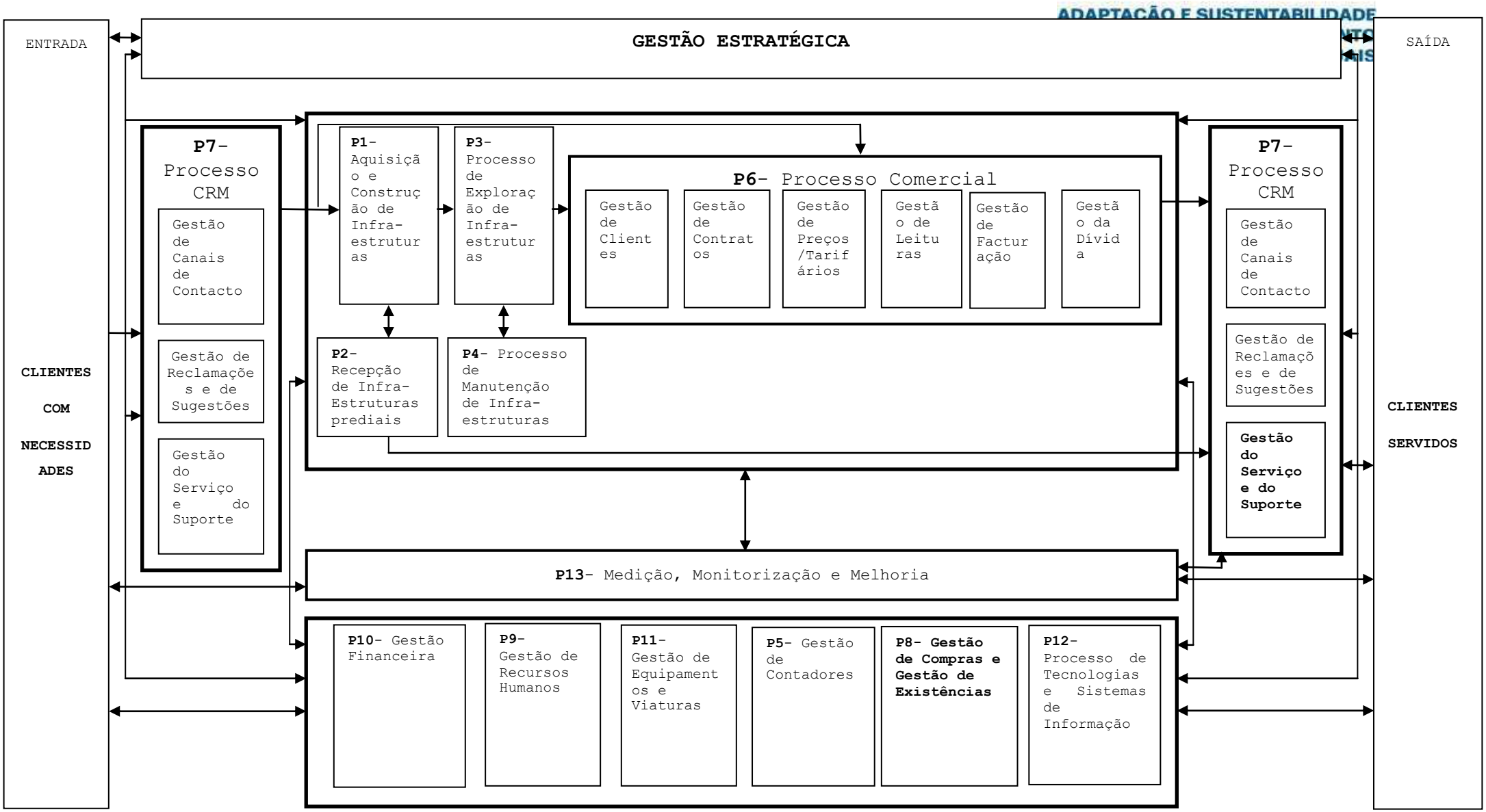


Figura 4 – Mapa de Processos da Águas de Coimbra: versão 2009 (Fonte: análise do autor).

3.2.4 Redesenho dos processos de negócio

Terminada a fase de definição da Cadeia de Valor e do modelo da AC, que permitiu a definição dos processos geradores de valor para o cliente – processos nucleares, que constituem o processo operacional –, e dos processos de suporte – que apoiam os processos nucleares –, iniciou-se a elaboração de Manuais de Políticas e Procedimentos, nos quais se encontram descritas as linhas de orientação, ou seja, as políticas e os procedimentos relativos a cada uma das actividades associadas aos processos nucleares e de suporte.

Com a elaboração dos Manuais de Políticas e Procedimentos pretende-se, para além de eliminar as tarefas que não acrescentam qualquer valor, simplificar e sistematizar as actividades, promovendo-se, assim, a sua execução sempre da mesma maneira, minimizando-se a possibilidade de erro, e permitindo deste modo que se fizesse sempre bem à primeira, com a consequente redução de custos de não qualidade.

Uma vez preparados os Manuais de Políticas e Procedimentos para cada um dos processos, estes serviram de base à parametrização dos módulos adquiridos dos SI do tipo ERP e CRM pretendendo-se melhorar a eficácia e eficiência da organização, sempre no sentido de criar valor para o cliente e de reduzir custos, bem como à elaboração dos Procedimentos Gerais e Instruções de Trabalho, documentos pertencentes ao sistema de documentação do Sistema Integrado de Qualidade, Ambiente e Segurança e Saúde no Trabalho.

Desde o início de 2006 até ao final de 2009, foram elaborados os Manuais de Políticas e Procedimentos, seguintes: (1) Aquisição e Construção de Infra-estruturas; (2) Projectos Prediais e Ramais; (3) Exploração e Manutenção; (4) Comercial e CRM; (5) Gestão de Compras e Gestão de Existências; (5) Tesouraria; (6) Gestão de Contadores; (7) Recursos Humanos; (8) Gestão de Património; (9) Contabilidade; (10) Sistemas e Tecnologias de Informação.

3.3 A introdução de sistemas de informação para a gestão empresarial

3.3.1 A implementação de um ERP (*Enterprise Resource Planning*)

Com início no final de 2006, o projecto de desenvolvimento do ERP tornou a AC a empresa pioneira, no âmbito das EG de serviços de águas, na implementação de um conjunto avançado de módulos de software, com um nível de integração que atravessa todas as áreas operacionais relevantes para a prestação dos serviços de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais.

O ERP é um sistema integrado de informação para apoio às decisões da gestão, que atravessa todas as áreas da gestão – financeira, comercial, compras e armazém, recursos humanos, planeamento de obras, manutenção e exploração de redes, gestão de contadores – permitindo melhorar a eficiência de toda a empresa.

O que se pretende com a utilização do ERP, através da integração da gestão por processos de negócio com tecnologias de informação e pessoas, isto é, através da Gestão de Processos de Negócio (BPM), é melhorar o desempenho dos diferentes processos individualmente e a performance diária da empresa (como um sistema único integrado), traduzida no aumento da sua eficácia e eficiência. Para além das vantagens anteriores e do registo informático dos procedimentos e operações, o ERP apresenta outras virtudes, como: (1) Confirmar, com facilidade, todas as acções realizadas, bem como o tempo e a capacidade de resposta de cada acção; (2) Centralizar, arquivar e fazer um histórico da informação; (3) Garantir a total fiabilidade dos documentos; (4) Permitir ganhos de eficiência na produtividade da empresa e, consequentemente, na capacidade de resposta ao cliente.

3.3.2 A implementação de um CRM (*Client Relationship Management*)

O Sistema de CRM é o grande intermediário da organização na relação com o cliente. O CRM representa a interface entre o cliente e a máquina administrativa da empresa, muitas vezes designada por *back-office*, e suportada pelo ERP.

Genericamente, um sistema de CRM congrega, em si, toda a informação conhecida acerca do cliente, nomeadamente, dados biográficos, resumos de encomendas, vendas, e transacções anteriores (telefonemas, cartas, atendimentos ao balcão, etc.). Este conjunto de informações centralizado permite que vários elementos da organização possam interagir com o cliente, sem perder de vista a sua unicidade, conseguindo, com isto, um serviço mais personalizado, aumentando a produtividade, a rentabilidade, e a probabilidade do cliente ficar satisfeito.

Atendendo a que a proposta de valor para os clientes da AC é baseada na Excelência Operacional e não, por exemplo, na Intimidade com o Cliente, o CRM a adoptar na empresa não necessitaria de ser do tipo CRM individualizado – com oferta de um serviço completo e personalizado –, mas, como vimos anteriormente, a empresa classificou o processo CRM como nuclear, pelo que se optou pela adopção de um CRM orientado para a “gestão do serviço e do suporte”, que permite a construção de uma relação com o cliente com alguma personalização, uma melhoria do nível de serviço e de suporte, e a implementação de um *contact center*.

O CRM implementado na AC foi concebido à medida das necessidades do negócio e divide-se em três grandes áreas: comercial; pré-contratação; e reclamações.



Figura 5 – Definição do Modelo de CRM a adoptar na AC
(Fonte: *PriceWaterhouseCoopers*).

3.3.3 A implementação de um sistema de BI (*Business Inteligence*)

Enquanto o ERP é um sistema de informação operacional, o *Business Inteligence* (BI) é um sistema de informação táctico e estratégico, destinado aos gestores intermédios e de topo.

Os sistemas de BI (análise de informação) são sistemas transversais à organização, no sentido em que recolhem informações relativas a todas as actividades, e que se concentram em recolher, armazenar e analisar dados e informação, nomeadamente, a informação contida na base de dados do ERP e do CRM.

O processo de monitorização do desempenho organizacional recorre à informação armazenada no BI para apoiar a monitorização do desempenho organizacional, nomeadamente, a avaliação do grau de cumprimento dos objectivos definidos, a avaliação da eficiência dos processos, a avaliação da execução e dos resultados de projectos concluídos ou a decorrer.

Apesar de, na maioria das organizações, a monitorização estar orientada mais para o ciclo operacional da gestão, normalmente um ciclo anual, a monitorização associada ao ciclo estratégico é também importante, normalmente com uma duração de três a quatro anos. Assim, o BSC e os *Tableaux de Bord*, enquanto instrumentos de monitorização do desempenho organizacional, são construídos a partir da informação armazenada no BI.

De entre as principais vantagens da monitorização do desempenho podem apontar-se as seguintes: (1) Apurar desvios; (2) Identificar as causas dos desvios; (3) Identificar constrangimentos futuros; (4) Definir medidas correctivas; (5) Definir medidas preventivas; (6) Ajustar metas; (7) Aumentar a responsabilização; (8) Gerir de forma mais eficaz; (9) Melhorar a prestação de contas a *stakeholders*; e (10) Reforçar a comunicação interna.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AC, Águas de Coimbra E.E.M. (2006). Relatório e Contas 2005.

Bertanlanffy, L. von (1969). General System Theory: Foundations, Development, Applications. George Braziller, Inc., New York.

Davenport, T. H. (1993). Process Innovation: Reengineering Work Through Information. Harvard Business Press School.

Deming, W. E. (1982). Out of the Crisis. MIT Press, Massachusetts.

Deming, W. E. (1994). The New Economics: For Industry, Government, Education. MIT Press, Massachusetts.

Gouveia, L.B. e Ranito, J. (2004). Sistemas de Informação de Apoio à Gestão. Sociedade Portuguesa de Inovação (SPI), Porto.

Hammer, M. e Champy, J. (1993). Reengineering the Corporation: A Manifesto for Business Revolution, Harper Business.

Hammer, Michael (2003). A Agenda. O que todos os negócios devem fazer para dominar a década. Actual Editora, 2004. [traduzido do original The Agenda: What every business must do to dominate the decade. Crown Business, 2003].

Kaplan, Robert S. e Norton, David P. (1996). A Estratégia em Acção – Balanced Scorecard. Editora Campus, 1997, 24ª Edição. [traduzido do original The Balanced Scorecard: Translating Strategy Into Action. Harvard Business School Press, 1996].

Kaplan, R. e Norton, P. (2001). The Strategy Focused Organization: How Balanced Scorecard Companies Thrive in a New Business Environment. Harvard Business School Press.

Kaplan, R. e Norton, P. (2004). Mapas Estratégicos – Convertendo activos intangíveis em resultados tangíveis. Editora Campus, 2004, 8ª Edição. [traduzido do original Strategic Maps. Harvard Business School Press, 2004].

Porter, Michael E. (1985). Vantagem Competitiva: Criando e Sustentando um Desempenho Superior. 5ª Edição, Editora Campus, 1992 [traduzido do original Competitive Advantage: Creating and Sustaining a Superior Performance, Free Press, 1985].

Santos, A. (2008). Gestão Estratégica: Conceitos, modelos e instrumentos. Escolar Editora, Lisboa.

Senge, P.M. (1990). The Fifth Discipline: The Art&Practice of Learning Organization. Random House, London.

Smith, Howard e Fingar, P. (2003). Business Process Management: The Third Wave. Meghan-Kiffer Press. Tampa, USA.

Treacy, M. e Wiersema, F. (1995). The Discipline of Market Leaders. Addison-Wesley.

A GESTÃO DE RESÍDUOS SÓLIDOS EM BISSAU

Uma análise de responsabilidades

Viviana M. ZANTA (1); Ramalho Sanhá NA MABA (2)

RESUMO

A cidade de Bissau abriga 22 % dos habitantes da República da Guiné-Bissau (INEC, 2009). Esta população em sua maior parte convive com condições ambientais insalubres devido à precariedade ou inexistência dos serviços de saneamento básico. O objetivo deste trabalho é conhecer a forma de gerenciamento de resíduos sólidos em Bissau e o entendimento dos agentes envolvidos no manejo quanto às suas competências. Para obtenção de dados e informações foram realizadas busca documental e entrevistas episódicas com uso de formulário semi-estruturado aplicadas aos representantes de associações juvenis/ moradores, de entidades governamentais e não governamentais. Essas entrevistas foram analisadas com base na técnica de análise do discurso (Strauss e Corbin, 2008; Silverman, 2009). O gerenciamento de resíduos sólidos é de competência da Câmara Municipal de Bissau e envolve atualmente apenas a execução de serviços de coleta com cobertura limitada com uma aparente transferência de suas atribuições para entidades juvenis e associações de moradores. O atual gerenciamento de resíduos sólidos em Bissau pode ser caracterizado com uma co-administração de ocorrências, de caráter corretivo. Observa-se a necessidade da definição de responsabilidades e respectivas atribuições por meio de instrumentos de planejamento, de controle e econômico.

Palavras-chave: gestão integrada; Guiné Bissau; resíduos sólidos;

(1) Doutora em Engenharia, área de Hidráulica e Saneamento; Professor Adjunta do Departamento de Engenharia Ambiental, Coordenadora do Mestrado em Meio Ambiente, Águas e Saneamento da Universidade Federal da Bahia*

(2) Mestrando do programa de pós graduação em Engenharia Ambiental Urbana

*Contato: Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia Rua Aristides Novis, 02 4º andar, Federação Salvador Bahia Brasil CEP 40210-630
Tel. 055 71 32839454 e-mail: zanta@ufba.br

1-INTRODUÇÃO

A cidade de Bissau abriga 22 % dos habitantes da República da Guiné-Bissau (INEC, 2009). Esta população em sua maior parte convive com condições ambientais insalubres devido à precariedade ou inexistência dos serviços de saneamento básico.

Nos anos 70, Bissau se encontrava entre as cidades mais limpas da Costa Ocidental da África. Porém, nos últimas décadas a situação se inverteu; o manejo e a disposição de resíduos sólidos passaram a configurar entre os problemas crônicos da capital da Guiné.

Da independência de Guiné-Bissau em 1973 auto proclamada por Madina de Boé até os dias atuais, poucos avanços foram notados; a situação marcada pela insalubridade do ambiente urbano de Bissau se agravou influenciada pelo aumento da natalidade e principalmente pelo êxodo rural.

Essa movimentação unilateral - do campo para cidade – teve início em meados da década de 1975, continuando ao longo da transição para o regime multipartidário sendo motivado pelas facilidades da vida urbana, entre as quais se destacam o acesso à educação, transporte, produtos manufaturados, equipamentos de lazer e condições de trabalho. O então partido único, inexperiente e desprovido de políticas de controle da natalidade e das migrações, se deparou muito rapidamente com a massificação dos centros urbanos.

Assim as ocupações das áreas periféricas das cidades, formando novos aglomerados habitacionais eram desprovidas de quaisquer instalações básicas de saneamento. Os serviços como os de limpeza e coleta de resíduos sólidos domiciliares se limitavam aos bairros tradicionais, fato que se verifica até hoje.

A condição atual dos serviços de manejo de resíduos sólidos representa riscos para a saúde da população. A falta ou precariedade do sistema de manejo de resíduos sólidos está associada a um sistema de água e esgoto, baseado, respectivamente, na captação da água do subsolo por meio de poços caseiros e ao uso de fossa seca, o que contribui, principalmente em épocas chuvosas, para a contaminação das fontes de água e disseminação de doenças como as diarréicas ou doenças como o cólera.

O conhecimento de como ocorre o manejo de resíduos sólidos e o entendimento que os agentes possuem sobre suas competências pode elucidar algumas das causas que levam a precariedade destes serviços.

2- OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é conhecer a forma de gerenciamento de resíduos sólidos em Bissau e o entendimento dos agentes envolvidos no manejo quanto às suas competências.

3-METODOLOGIA

Para obtenção de dados e informações foram realizadas busca documental e entrevistas episódicas com uso de formulário semi-estruturado aplicadas aos representantes de associações juvenis/ moradores, de entidades governamentais e não governamentais, conforme indicado na Tabela 1. Essas entrevistas foram analisadas com base na técnica de análise do discurso (Strauss e Corbin, 2008; Silverman, 2009).

Tabela 1 - Relação de Entrevistados segundo sua entidade.

Entrevistado	Entidade
E1	Serviço de Ambiente Urbano/Direção Geral do Meio Ambiente/ Secretaria do Ambiente e Desenvolvimento Durável Direção
E2	Ministério da Saúde,
E3 e E4	2ª Direção denominada de Direção da Qualidade do Ambiente e Transportes /CMB
E5, E6	CNJ e RENAJ

4- RESULTADOS E DISCUSSÂO

A busca documental realizada indica escassez de registros sobre o sistema como também sobre os procedimentos adotados nas atividades do serviço de limpeza urbana e destinação final. Assim, buscou-se obter algumas informações sobre os serviços prestados durante a realização das entrevistas episódicas.

Os principais documentos obtidos foram: Código de Postura da Câmara Municipal de Bissau aprovada por portaria nº 1998 de 8 de agosto de 1968; Projeto de Decreto-Lei sobre Código de Higiene Pública elaborado 2000 pelo Ministério da Saúde, em tramitação na Assembléia Nacional Popular (ANP); Plano Nacional de Gestão Ambiente (PNGA) do Ministério do Ambiente em tramitação em ANP.

Observa-se que o código de postura foi elaborado no período colonial não tendo sido atualizado. Assim, os aspectos abordados neste documento referem-se a uma realidade com características predominantemente, rurais, distante da realidade de adensamento urbano enfrentadas atualmente.

Por sua vez, os demais documentos citados que se encontram em tramitação na ANP, embora contemplem o tema Resíduos Sólidos, fornecem apenas diretrizes gerais.

4.1-Gerenciamento de resíduos sólidos em Bissau

A Guiné-Bissau é um dos países com baixo índice de desenvolvimento humano (IDH=0, 396) de acordo com UNDP, 2009. Bissau (Setor Autônomo) é a capital do País e uma das 37 subdivisões (setores) vinculadas às regiões e dirigidas respectivamente por presidente

que representam o Ministério da Administração Interna. A população de Bissau é de aproximadamente 340.000 habitantes (INEC, 2009).

O gerenciamento de resíduos sólidos é competência legal da Câmara Municipal de Bissau (CMB), a cargo da 2ª Direção denominada de Direção da Qualidade do Ambiente e Transportes. A responsabilidade deste órgão engloba desde as atividades de coleta até a disposição final e que, portanto, deve exercer diretamente o planejamento destas ações podendo exercer ou delegar as demais funções execução, fiscalização e regulação. Possui para a realização de tarefas poucos meios materiais e recursos humanos. No ano de 1997 coletava 17% dos resíduos gerados (Banco Mundial, 1997). Embora este dado seja antigo, o mesmo é citado por não ter sido possível obter nas instâncias responsáveis, dados atuais, apenas a informação de que não houve melhorias desde então.

Somente o Setor Autônomo de Bissau possui essa estrutura administrativa. No restante dos municípios a gerência fica a cargo dos Comitês de Estado.

Como já mencionado o sistema de gerenciamento de resíduos sólidos compreende apenas prestação direta da coleta nos principais bairros do centro da Capital, não havendo medidas de segregação, coleta diferenciada, valorização ou destinação adequada dos resíduos gerados.

Nas demais áreas não atendidas à remoção de resíduos depende de ações pontuais ou de atividades sazonais, com freqüência de três a seis meses, realizadas na forma de mutirões de limpeza envolvendo organismos internacionais, organizações não governamentais, e associações juvenis, como Conselho Nacional da Juventude-CNJ e a Rede Nacional de Associações Juvenis- RENAJ. Esses mutirões dependem financeiramente de recursos concedidos por moradores, organismos não governamentais (ONGs) e de recursos materiais disponibilizados pela CMB.

Cabe citar que os resíduos coletados na área mais central, na maioria das vezes são lançados nos bairros periféricos formando lixões próximos as habitações. Da Goia *et al*. (1997) citam que o destino dado aos resíduos de serviços de saúde do hospital Simão Mendes, em Bissau, “Freqüentemente, os resíduos sólidos são jogados de maneira desordenada nas proximidades do hospital, as crianças têm fácil acesso ao local onde brincam, descalços no meio de agulhas, seringas, tubos e outros materiais contaminados”.

Verifica-se, portanto, a fragilidade do sistema atual de resíduos sólidos apoiada na colaboração de voluntários e recursos internacionais, consistindo-se de uma prática corretiva e emergencial, associada em geral a surtos de doenças.

4.2 Responsabilidades na gestão de resíduos sólidos em Bissau

Para conhecer o entendimento sobre as responsabilidades dos agentes envolvidos com a gestão de resíduos sólidos em Bissau, os conteúdos das entrevistas foi analisado por categorias, extraindo-se dos depoimentos, fragmentos que representam a visão dos entrevistados sobre as entidades a quem estão vinculados.No Quadro apresenta-se alguns fragmentos e a idéia central dos entrevistados representantes de entidades de atuação nacional.

Quadro 2- Fragmentos da Entrevista Episódica e idéia central – nível nacional.

Entrevistado	Fragmento	Idéia Central
E1	*deveria ter a responsabilidade de definir políticas e construir estratégias para gestão urbana no seu todo, e particularmente o saneamento básico*	A Direção Geral do Meio Ambiente tem a competência o desenvolvimento de políticas públicas e de instrumentos como planos
	temos a responsabilidade de desenhar estratégias que definam as obrigações das autoridades locais, em princípio orientar também o cumprimento das estratégias estabelecidas, mas também é bom salientar que essa estrutura ou direção do ambiente é relativamente nova.	
	não temos a lei nossa que fixe os parâmetros mínimos aceitáveis, por isso eu considero preocupante a situação de saúde da nossa população, sobretudo, no domínio de resíduos sólidos, não há nenhuma política para o setor, e nem a estratégia para o gerenciamento dos resíduos...	
	não tem instrumentos legais que lhe confere os direitos e responsabilidades na gestão de resíduos sólidos da melhor forma, tem outras fragilidades relacionadas à falta de colaboração efetiva com outras instituições do estado	
	"paga fugu só ora ki lamta", ou seja, tomar providência só para controlar incêndio	
E2	*Existem regras do Ministério de Saúde Público (MINSAP) para tratamento de resíduos sólidos domésticos e de unidades hospitalares, mas pela falta da disponibilidade dessas tecnologias inviabiliza o seu cumprimento,*	O MINSAP tem a responsabilidade de colaborar com as outras instituições, no que tange a educação da população sobre medidas de prevenção à doença.

O quadro 03 apresenta a visão dos representantes da Câmara Municipal de Bissau

Quadro 3- Fragmentos da Entrevista Episódica e idéia central – autarquias municipais

Entrevistado	Fragmento	Idéia Central
E3	*"deveria ter a responsabilidade de definir políticas e construir estratégias para gestão urbana no seu todo, e particularmente o saneamento básico"*	A responsabilidade compreende o planejamento da prestação de serviços municipais de acondicionamento, coleta , transporte, tratamento e disposição final , de modo compatível com as políticas e estratégias determinadas pelo DGA incluindo-se a forma de custeio dos serviços e a fiscalização.
	a instituição demonstra a incapacidade e apresenta grandes dificuldades que não lhe permite gerenciar problemas ligados ao saneamento e em particular, resíduos sólidos.	
	Essas dificuldades não só em nível de saneamento, mas também em vários aspectos, estão ligadas em parte por falta de organização institucional, por exemplo, é desejável, naturalmente, que tivesse um programa e um plano de ação eficiente	
	Até hoje não dispomos de um sistema de taxa para serviços de coleta de resíduos, porque por um lado, antes, seria preciso ter condições materiais para garantir uma boa contrapartida na prestação de serviço de limpeza urbana eficiente e organizado	
E4	*tendo em conta que o único sistema para exercício democrático até então concretizado em termos de atribuições e competência administrativa garantida pela constituição, são as eleições legislativas e presidenciais de abrangência nacional, ou seja, os municípios, isto é, as eleições autárquicas, (o mais importante) que confere o poder a nível local ainda não aconteceu, portanto, em termos políticos, isso deixa grande lacuna em termos de definição de poderes políticos local.*	

A idéia central que persiste nas entrevistas realizadas com representantes das associações juvenis é a do compromisso cívico para auxiliar a comunidade por meio de ações de limpeza, não sendo perceptível o entendimento de que esse voluntarismo deve ser

exercido na medida em que não assuma os deveres e atribuições dos segmentos da esfera governamental.

Em síntese pode-se dizer pelos discursos apresentados que falta uma política e leis que disciplinem a gestão de resíduos sólidos. A responsabilidade por definir essa política nacional de gestão cabe a Direção Geral do Meio Ambiente , vinculada a Secretaria do Ambiente e Desenvolvimento Durável com a devida articulação com a Política do Ministério da Saúde Publica.

No tocante ao gerenciamento dos resíduos, essa competência é da Autarquia Municipal , representada neste trabalho , pela Câmara Municipal de Bissau. Atualmente, restringe-se apenas a execução de serviços de cobertura limitada existindo uma aparente transferência legitimada pelo aspecto cívico, de suas atribuições para a entidades juvenis e associações de moradores.

Nas entrevistas percebe-se uma ênfase em alguns pontos tais como a falta de cooperação e articulação intersetorial e a necessidade destas ações serem acompanhadas por programas de educação ambiental, para assegura a incorporação de boas práticas e tecnologias utilizadas . Cabe mencionar que foi citada a necessidade de se elabora planos com uma metodologia participativa da comunidade

5-CONSIDERAÇÕES FINAIS

O gerenciamento de resíduos sólidos em Bissau pode ser caracterizado com uma co-administração de ocorrências, de caráter corretivo. Observa-se a necessidade da definição de responsabilidades e respectivas atribuições por meio de políticas públicas e instrumentos de planejamento, de controle e econômico.

6- AGRADECIMENTOS

Aos representantes guineenses das entidades de governo e da sociedade civil, que colaboraram com este trabalho.

7-REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Banco Mundial (1997) Resíduos Sólidos Urbanos – Guine Bissau, Plano de Ação e Programa Mínimo de Gestão e Projeto Piloto de Limpeza Urbana, Aquino Consultores Associados Ltda.

BISSAU -Código de Postura da Câmara Municipal de Bissau aprovada por portaria nº 1998 de 8 de agosto de 1968

INEC (2009) Instituto Nacional de Estatística. Ministério da Economia, 3º Recenseamento da População e Habitação. Republica da Guine Bissau

Ministério da Saúde -Projeto de Decreto-Lei sobre Código de Higiene Pública elaborado 2000 pelo Ministério da Saúde

Ministério do Meio Ambiente-Plano Nacional de Gestão Ambiente (PNGA)

Silverman, David (2009) *Interpretação de dados qualitativos: Método para analise de entrevistas, textos e interações*. 3 ed. Porto Alegre, Ed Artmed, Brasil.

Strauss, Anselm e Corbin, Juliet (2008) *Pesquisa qualitativa: Técnicas e procedimentos para o desenvolvimento da teoria fundamentada*. 2 ed. Porto Alegre, Ed Artmed, Brasil.

ONU http://hdrstats.undp.org/en/countries/country_fact_sheets/cty_fs_GNB.htmlacesso 30 de junho Human development Reports United Nations Programme (UNDP)

A GESTÃO DOS SISTEMAS DE DRENAGEM DA CIDADE DE COIMBRA
O Plano Geral de Drenagem

Rui D. PINA ([1]); Telma M. N. SIMÕES ([2]); Alfeu SÁ MARQUES ([3]);
Jorge L. S. S. TEMIDO ([4]); Joaquim J. O. SOUSA ([5])

RESUMO

O crescente desenvolvimento urbano verificado nos últimos anos na cidade de Coimbra trouxe importantes desafios para a gestão e desenvolvimento das infra-estruturas de saneamento básico e mais especificamente para a drenagem urbana. A empresa Águas de Coimbra, E.E.M. (ACEEM), em articulação com a Câmara Municipal de Coimbra, tem vindo a promover um desenvolvimento sustentável da cidade através da implementação de novas soluções de gestão e de planeamento, nomeadamente através da integração de directrizes e normas no Plano Director Municipal e respectivo Regulamento, bem como pela elaboração dos Planos Gerais de Abastecimento de Água e de Drenagem.

A presente comunicação apresenta a perspectiva de abordagem geral da política de gestão e desenvolvimento dos sistemas de drenagem da ACEEM, consubstanciada nos documentos que constituem o Plano Geral de Drenagem de Águas Residuais Urbanas e Pluviais, um por bacia de drenagem, e faz um ponto de situação, através de uma retrospectiva da elaboração destes trabalhos desde que se iniciaram em 2006.

Palavras-Chave: drenagem sustentável, inundações urbanas, plano geral de drenagem, sistemas de drenagem.

[1] Eng.º Civil, AC, Águas de Coimbra, E.E.M., Gabinete Técnico e de Inovação, Rua da Alegria nº 111, 3000 – 018 Coimbra, rui.pina@aguasdecoimbra.pt

[2] Eng.ª Ambiente, AC, Águas de Coimbra, E.E.M., Gabinete Técnico e de Inovação, Rua da Alegria nº 111, 3000 – 018 Coimbra, tsimoes@aguasdecoimbra.pt

[3] Doutor em Hidráulica, Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Pólo II – Pinhal de Marrocos, 3030 – 290 Coimbra, jasm@dec.uc.pt

[4] Doutor em Hidráulica, Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Pólo II – Pinhal de Marrocos, 3030 – 290 Coimbra, jtemido@dec.uc.pt

[5] Doutor em Hidráulica, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Rua Pedro Nunes - Quinta da Nora, 3030-199 COIMBRA, jjoseng@isec.pt

1 INTRODUÇÃO

A empresa Águas de Coimbra, E.E.M. (ACEEM), tem como Missão "Assegurar às pessoas serviços de excelência de abastecimento de água e saneamento de águas residuais, que contribuam para uma vida saudável e promovam a protecção do meio ambiente", recorrendo às melhores práticas de gestão para garantir um desenvolvimento sustentável, nas suas vertentes social, ambiental e económica. A Visão que a empresa tem do seu futuro expressa-se do seguinte modo: "A Águas de Coimbra, através da acção dedicada dos seus colaboradores, aspira a contribuir para a saúde e bem-estar das pessoas, assegurando em simultâneo o uso eficiente da Água como um recurso valioso e actuando com ética no respeito pelos valores da Natureza, preservando o Meio Ambiente para as gerações futuras."

Para alcançar a Visão e cumprir a sua Missão, a ACEEM adoptou um conjunto de Estratégias-Chave, a saber: a focalização no cliente; a liderança tecnológica e a aposta na inovação; a adopção das melhores práticas de gestão e de organização; a formação contínua dos seus colaboradores, concentrando-se de forma determinada no seu enriquecimento profissional e pessoal. Foi neste sentido que a ACEEM definiu uma Política Integrada, que abrange as áreas da Qualidade, Ambiente, Segurança e Saúde no Trabalho e Responsabilidade Social, que obriga a empresa a pautar a sua actuação pelas mais exigentes normas a nível internacional.

No âmbito da alteração do paradigma de gestão, a ACEEM entendeu ser chegado o momento certo para abandonar uma gestão baseada na reacção a acontecimentos, e passar a adoptar uma gestão baseada no planeamento. Para tal, foi necessário introduzir novas metodologias baseadas na abordagem sistémica, através da qual os sistemas[1] são estudados de forma integrada, pelo recurso à modelação do comportamento dos seus subsistemas (p.ex, sub-bacias) e do seu conjunto como um todo, através do conhecimento das suas características e inter-relações (refira-se que a tarefa da gestão é melhorar o sistema). No entanto, para planear é preciso prever (gestão é previsão), mas, como todos sabemos, não é fácil prever e existe sempre o risco de errar. Porém, este risco pode ser reduzido mediante a implementação de mecanismos de correcção dos erros de previsão, como a realização de revisões periódicas que permitem a aprendizagem e a melhoria contínua – é o conhecido ciclo PDCA (Planear, Fazer, Verificar, Agir) de Deming.

É neste contexto, de uma nova forma de pensar e de agir, que surgem os Planos Gerais de Abastecimento de Água e de Drenagem da ACEEM, como importantes instrumentos de apoio à decisão e da gestão dos riscos, no contexto da empresa, e também para o município e seus cidadãos, que desta forma vêem garantido um serviço planeado, com uma estratégia definida, e com o objectivo de melhorar a qualidade do serviço prestado. A metodologia que serve de base à elaboração destes planos assenta numa análise multi-disciplinar, devidamente integrada, para o desenvolvimento de políticas de gestão sustentáveis, do ponto de vista técnico, ambiental e social. Estas políticas são flexíveis,

[1] Neste contexto, sistema pode ser entendido como "um conjunto de elementos dinamicamente relacionados entre si, formando uma actividade para atingir um objectivo, operando sobre entradas (informação, energia ou matéria) e fornecendo saídas (informação, energia ou matéria) processadas" (Chiavenato, 2004).

prevendo sempre que possível alterações futuras, e a análise baseia-se num diagnóstico dos problemas de funcionamento das infra-estruturas, sua hierarquização e estudo de soluções.

A presente comunicação centra-se nos sistemas de drenagem pública de águas residuais urbanas e pluviais, dados os novos desafios que se verificaram recentemente. O crescente desenvolvimento urbano dos últimos anos levou à alteração dos sistemas de drenagem e ao aumento das áreas impermeáveis, traduzindo-se em desafios para a gestão e desenvolvimento das infra-estruturas de drenagem. A existência de zonas históricas traz importantes desafios de reabilitação, tornando-se, por vezes, complexa a implementação de soluções de drenagem, pelo que as soluções têm privilegiado a implementação de medidas de impacto zero e de controlo na origem.

O Plano Geral de Drenagem (PGD), composto por vários documentos, um por bacia de drenagem, baseia-se em quatro aspectos fundamentais: a análise e o planeamento devem ter em conta a totalidade da bacia, o horizonte do plano deve estar de acordo com o do Plano Director Municipal, os sistemas de drenagem de águas pluviais e residuais devem ser analisados de forma integrada com as outras infra-estruturas e as novas construções não devem aumentar o caudal pluvial para as secções de jusante. O principal objectivo é a garantia de um sistema de drenagem sustentável, por integração das águas pluviais em ambientes urbanos e a sua gestão ao longo do percurso, com reutilização e recriação de ambientes naturais, levando, naturalmente, a uma melhor gestão do ciclo da água dentro das cidades, onde tende a ser restabelecido o seu ciclo natural. As soluções apontadas incluem frequentemente a reformulação de colectores e aquedutos existentes, a reformulação de secções das linhas de água, a execução de novos colectores, a reutilização de colectores unitários de forma a integrarem sistemas separativos (caso se encontrem em boas condições estruturais), bem como a introdução de soluções de retenção e de infiltração, como por exemplo bacias de retenção e de infiltração. Para além disso, nas novas construções, o próprio promotor é confrontado com a necessidade de adoptar soluções de controlo na origem, tais como: pavimentos porosos/permeáveis, valas de infiltração, trincheiras de infiltração, poços absorventes, ou mesmo bacias de retenção e de infiltração. Este tipo de soluções tem como principal objectivo reduzir o impacto das superfícies impermeáveis das novas construções, e, consequentemente, o aumento dos caudais de ponta de cheia. Esta medida é hoje comummente denominada por impacto zero.

Além destas medidas estruturais, têm sido impostas medidas não estruturais, essenciais ao correcto desenvolvimento urbano, através da implementação de medidas de regulação e de educação. As medidas de regulação têm impacto directo na construção e no urbanismo da cidade, uma vez que fixam taxas de impermeabilização e obrigam ao respeito de uma série de medidas para a construção. A educação tem sido promovida através de campanhas de sensibilização e, nomeadamente, através do Museu da Água, sob gestão da ACEEM, cuja programação e as parcerias com as escolas locais têm em conta, além de aspectos culturais, questões de ordem ambiental, social e económica do sector da água.

No seguimento desta comunicação, apresenta-se o historial do desenvolvimento do PGD, bem como o estado de desenvolvimento dos trabalhos e a sua importância para a empresa.

2 A EMPRESA ÁGUAS DE COIMBRA, E.E.M.

A empresa ACEEM é responsável pela distribuição de água aos munícipes de Coimbra e pelo saneamento de águas residuais do concelho (sistema em baixa), abrangendo uma área de 316.5 km^2 com 82 323 clientes, no ano de 2009.

Da sua origem, transcrevem-se de seguida alguns excertos adaptados da recente obra "História do Abastecimento de Água a Coimbra", da autoria do Professor Doutor José Amado Mendes.

Pode dizer-se que a modernidade chegou aos lares de Coimbra há precisamente 120 anos, com o abastecimento de água ao domicílio. Até então, era necessário ir buscar o precioso líquido às fontes, às cisternas e aos poços e/ou ao Rio Mondego.

O primeiro contracto de abastecimento de águas da cidade de Coimbra foi publicado no Diário do Governo a 9 de Agosto de 1882, mas provavelmente apenas na segunda quinzena de Maio de 1889, Coimbra vê chegar o extraordinário melhoramento, que é o abastecimento de água pelos métodos modernos. A questão do saneamento veio a ser objecto de concurso específico, aberto entre 20 de Dezembro de 1889 e 19 de Março de 1890.



Figura 1. Construção do colector pentagonal, Rua da Sofia, década de 70.

Desde os seus inícios, o abastecimento de água a Coimbra foi assegurado pela gestão municipal. Posteriormente, no inicio do século XX houve lugar à municipalização dos serviços e foram criados os Serviços Municipalizados de Coimbra que vieram a administrar a distribuição de água, transportes e electricidade. Em meados de Novecentos, foram municipalizados e associados, aos Serviços de Águas, os Serviços de Saneamento, que até à data se encontravam integrados na Câmara Municipal de Coimbra. Mais tarde, em 1985 o sistema de gestão sofreu alterações, paralelamente à modernização tecnológica, nomeadamente através de uma maior especialização. Com efeito, foram então constituídas

duas áreas, no âmbito da gestão municipal: por um lado, os Serviços Municipalizados de Água e Saneamento; por outro, os Serviços Municipalizados dos Transportes Urbanos de Coimbra. Além do crescimento demográfico e socioeconómico da cidade, também um número cada vez mais elevado de povoações rurais esperava ansiosamente pelos benefícios do moderno abastecimento de água e saneamento. Consequentemente, a ampliação, especialização e desenvolvimento daqueles serviços foram essenciais para dar resposta às novas exigências e necessidades, sentidas de um modo mais consciente e profundo no pós-25 de Abril de 1974.

Face a desafios cada vez mais ousados e de maior exigência – em termos de quantidade e de qualidade da água e da própria legislação, comunitária e nacional, mais rigorosa e específica –, em 24 de Maio de 2003, os Serviços Municipalizados de Água e Saneamento de Coimbra transformaram-se na Empresa Municipal, denominada AC, Águas de Coimbra, E.E.M.

Ultimamente, a Empresa tem pautado a sua acção pela modernização e melhoria da qualidade dos respectivos serviços. É neste âmbito que surge o PGD. Após um investimento na melhoria do sistema de informação cadastral, o PGD começou a ser elaborado como importante ferramenta de gestão das infra-estruturas, permitindo o conhecimento do funcionamento das redes e previsão de intervenções futuras, de um modo planeado e com estratégia bem delineada.

3 COLABORAÇÃO COM A UNIVERSIDADE DE COIMBRA

A Universidade de Coimbra tem mantido um papel activo de cooperação com o município através da colaboração directa em diversas actividades de planeamento e análise de eventos hidráulicos e hidrológicos.

Cronologicamente, essa cooperação teve inicio com o estudo das cheias de 2001, Figura 2, e da qual resultou um trabalho intitulado “Estudo hidráulico e hidrológico do rio Mondego na zona de intervenção do Programa Polis em Coimbra”.



Figura 2. Cheias de 22 a 31 de Janeiro de 2001, Coimbra. Vista a partir da margem esquerda do Mondego, na manhã do dia 28 de Janeiro.

Na sequência deste trabalho, e com o objectivo de dotar o município de um instrumento de planeamento, no âmbito da revisão do Plano Director Municipal, foi solicitado à Universidade de Coimbra a elaboração de um relatório que se intitulou "Estudos de Hidrologia Urbana na Cidade de Coimbra". Nesse documento são apontadas directrizes para o desenvolvimento da política de gestão de recursos hídricos e a manutenção/gestão das infra-estruturas de drenagem da cidade.

Coordenado pelo Professor Doutor Alfeu Sá Marques, neste estudo foram analisadas todas as bacias hidrográficas do concelho de Coimbra e estudadas várias zonas com elevado risco de inundação. Como conclusões, foram propostas medidas e linhas orientadoras gerais, que vieram a culminar em diversas alterações ao Plano Director Municipal e numa mudança de política da gestão dos sistemas de drenagem.

No seguimento dos referidos estudos, a ACEEM criou uma equipa técnica que está incumbida da elaboração dos Planos Gerais de Abastecimento de Água e de Drenagem, em colaboração com a Universidade de Coimbra. Assim, desde 2006, o Gabinete Técnico e de Inovação, com vista a melhorar o planeamento e a gestão dos sistemas, tem vindo a construir modelos de simulação das redes de abastecimento de água e das redes de drenagem.

4 PLANO GERAL DE DRENAGEM

A história da cidade de Coimbra está intimamente ligada ao Rio Mondego e às cheias que provocava no centro urbano da cidade. Na década de setenta, após vários estudos, foi decidido executar um conjunto de infra-estruturas a que se designou "Aproveitamento Hidráulico do Mondego". Foi concebido como um empreendimento de fins múltiplos, mas tendo como objectivo principal a regularização fluvial e a protecção contra cheias. Como consequência, as grandes cheias na baixa da cidade de Coimbra deixaram de se verificar.

No entanto, actualmente existem outras áreas vulneráveis (zonas baixas e planas e onde se verificou uma crescente urbanização com a expansão da cidade e de construção de infra-estruturas rodoviárias), de que é exemplo a bacia da ribeira do Vale das Flores que se apresenta na Figura 3.



a) 1970 b) 2005

Figura 3. Evolução da ocupação urbana na Bacia do Vale das Flores

As inundações em meios urbanos verificam-se, fundamentalmente, devido ao aumento de caudais e/ou à diminuição da capacidade de vazão das redes de drenagem. A alteração da topografia e/ou do coberto vegetal, de impermeabilização sistemática de zonas extensas e do desvio e/ou canalização de linhas de água, são factores que têm de ser ponderados, ao nível de planeamento urbano, de uma forma integrada com a gestão dos recursos hídricos e dos sistemas de drenagem. É aqui que surge o PGD como instrumento essencial ao correcto desenvolvimento urbano. Trata-se de uma ferramenta imprescindível ao planeamento urbano e à gestão/manutenção do sistema de drenagem, pelo que a ACEEM tem vindo a promover estes estudos em articulação com a Câmara Municipal de Coimbra.

4.1 Metodologia

O PGD começou a ser elaborado no ano de 2006. Numa primeira fase, concentraram-se esforços na melhoria do cadastro das infra-estruturas de drenagem, pois o rigor desta informação assume nestes estudos extrema importância.

Posteriormente, dada a complexidade dos sistemas, verificou-se a necessidade de adquirir um software de modelação hidráulica que servisse também de apoio à decisão. Nesta segunda fase, a metodologia de elaboração dos estudos foi ligeiramente alterada e permitiu uma análise mais exaustiva e completa.

Primeira fase – análise simplificada

A primeira fase de elaboração do PGD visou, sobretudo, o delinear de uma estratégia conducente ao desenvolvimento dos planos de drenagem de cada uma das linhas de água do concelho.

Para tal, foi efectuado um reforço do sistema de informação cadastral de modo a permitir conhecer todas as infra-estruturas de saneamento básico sob administração da ACEEM. Esta acção possibilitou a reorganização estruturada do cadastro, implicando novos

levantamentos, e passou a permitir a consulta digital de todos os dados, flexibilizando a análise e tornando mais célere a realização dos estudos que se pretendiam efectuar. Em colaboração com a Universidade de Coimbra, foram idealizados os aspectos principais que estes estudos abrangeriam e as suas linhas orientadoras. Conceitos técnico-científicos modernos foram introduzidos na empresa, como a ideia de análise integral ao nível da bacia hidrográfica, soluções de controlo na origem e de impacto zero.

O PGD iniciou os estudos com incidência nas zonas mais urbanizadas e antigas da cidade de Coimbra, dada a sua sensibilidade e ocupação urbana elevada. Paralelamente, foi elaborado um estudo demográfico detalhado, ao nível de todas as bacias de drenagem do concelho.

Conforme apresentado no diagrama da Figura 4, a metodologia base dos planos inicia-se com a elaboração de um plano por bacia hidrográfica, seguindo uma abordagem integral ao nível da bacia. É efectuada uma caracterização físico-geográfica da bacia e descrição do sistema de drenagem existente e, com base na análise demografia e características da rede, são seleccionados pontos críticos do sistema e identificados os troços principais das redes para análise pormenorizada. Depois de calculados os caudais nestes pontos para a situação actual, é efectuado um diagnóstico de funcionamento, de onde provêm medidas de intervenção de curto prazo. A análise da situação futura é efectuada de acordo com os Planos de Ordenamento existentes e alterações previstas. Além da evolução demográfica, contempla alterações urbanas e modificações do sistema de drenagem que são analisadas face a vários cenários. É feito um novo diagnóstico e são propostas medidas de intervenção. Com base nas alterações propostas é elaborado um orçamento que assume especial importância para o planeamento e gestão do sistema de drenagem da ACEEM.

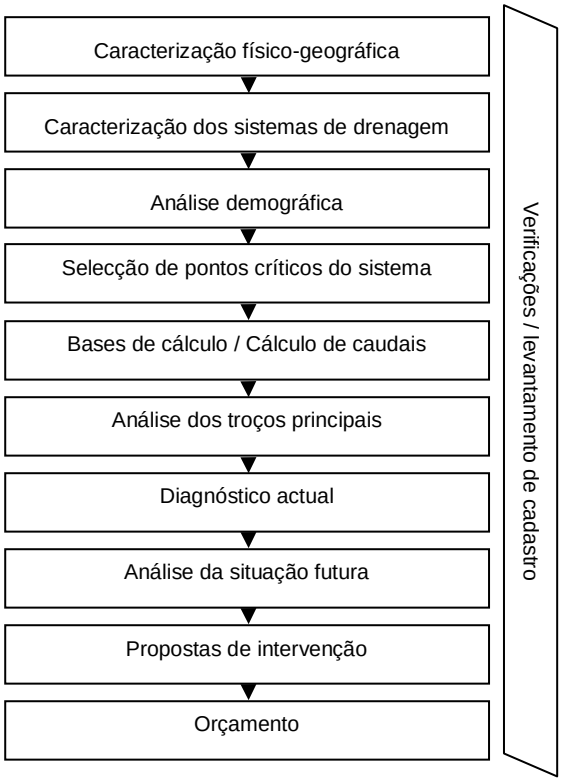


Figura 4. Metodologia de elaboração do Plano Geral de Drenagem (1ª fase).

Segunda fase – análise com base no software *Mike Urban*

Com o evoluir dos trabalhos, foi sentida a necessidade de munir a empresa de ferramentas que permitissem realizar análises mais rigorosas nos estudos a desenvolver. Neste sentido, foi adquirido o software *Mike Urban*, desenvolvido pelo *Danish Hidraulic Institute* (DHI), cuja interface gráfica se apresenta na Figura 5.

Associado às capacidades dos Sistemas de Informação Geográfica (SIG), este software permite a modelação de todas as infra-estruturas de uma rede de drenagem, factor que contribuiu para melhorar a metodologia de desenvolvimento do PGD.

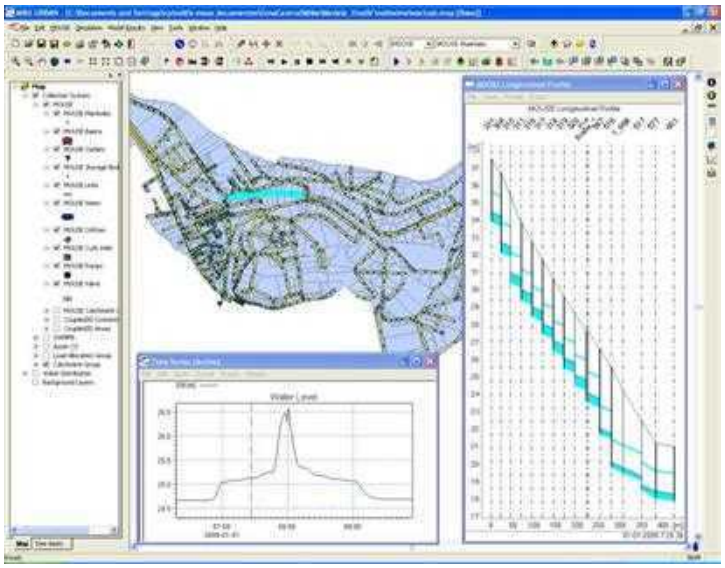


Figura 5. Interface gráfica do software *Mike Urban* – DHI.

A metodologia actual de desenvolvimento do PGD, representada no diagrama da Figura 6, inicia-se com a caracterização da Bacia Hidrográfica. O recurso a ferramentas de SIG permite obter uma caracterização mais exaustiva da bacia, como dado de entrada para os modelos de simulação hidráulica. Numa primeira iteração, efectua-se o tratamento topográfico da bacia hidrográfica – modelo digital do terreno, histograma de altitudes, traçado da rede hidrográfica, carta de declives e de ocupação do solo, com base no recurso a aplicações informáticas de SIG de uso livre ("Open Source"), nomeadamente:

- SIG Desktop: QuantumGIS, MapWindow e gvSIG;
- Ferramentas: TauDEM ToolBox, desenvolvido por David Tarboton (Utah State University), para análise do terreno, delimitação de bacias hidrográficas e traçado da rede hidrográfica; GRASS ToolBox, inicialmente desenvolvido pelo US Army Corp of Engineers e agora projecto da fundação Open Source Geospatial Foundation, para análise de dados espaciais e processamento de imagens, incluindo o visualizador tridimensional NVIZ; NetLupe desenvolvido pelo primeiro autor da presente comunicação para interpretação de ficheiros dwg com cadastro e respectiva construção de base de dados em SIG.

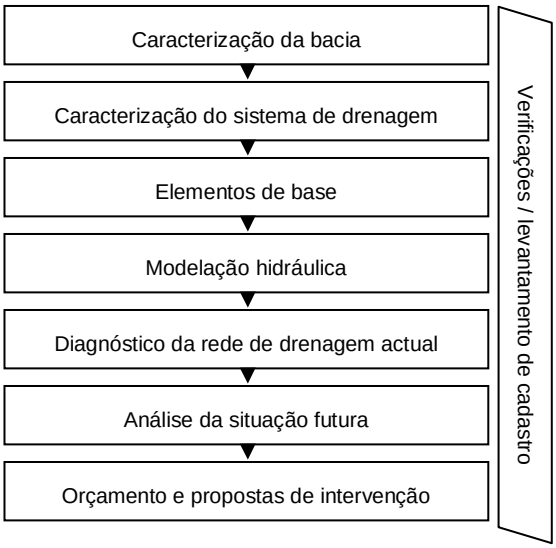


Figura 6. Metodologia de elaboração do Plano Geral de Drenagem (2ª fase).

Com base na cartografia disponível (escala 1:1000), constrói-se o modelo digital do terreno da bacia (conforme exemplo da Figura 7), através do software QuantumGIS, que permite traçar a carta de declives, delimitar as sub-bacias e traçar a rede hidrográfica natural, com a ferramenta TauDEM ToolBox. Com base no declive médio da bacia e na percentagem de áreas impermeáveis, resultado do tratamento dos ortofotomapas através do software QuantumGIS, determina-se o coeficiente de escoamento com base no Decreto Regulamentar nº 23/95. O tempo de concentração é obtido através da construção de Hidrogramas em S, com o modelo de cálculo implementado para simulação do sistema de drenagem no software *Mike Urban*. Isto é, consideram-se séries de precipitação constante em toda a bacia e analisam-se os hidrogramas resultantes nos pontos de descarga de todas as linhas de água e redes de drenagem principais.

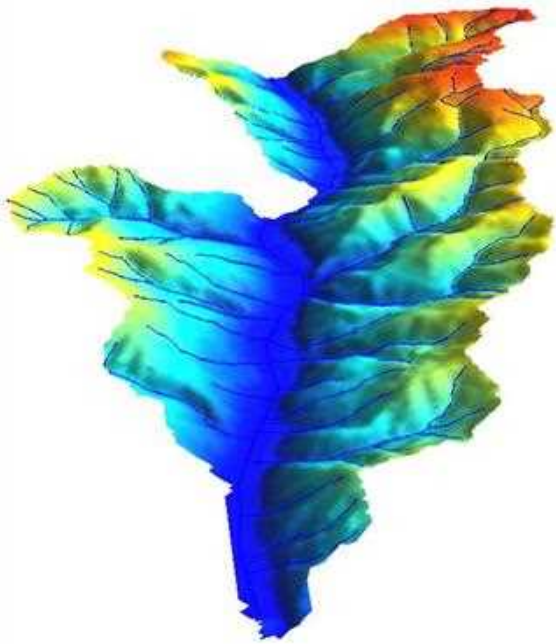


Figura 7. Modelo digital do terreno e rede hidrográfica da bacia de Torres do Mondego.

O NetLupe interpreta ficheiros CAD e converte os elementos de cadastro em informação SIG, de modo a ser importada directamente para o *Mike Urban*. O software gvSIG, entre várias funcionalidades, é usado para análise de redes e verificação do cadastro antes da importação para o *Mike Urban*.

Uma vez construído o modelo de simulação, no software *Mike Urban* é possível fazer a análise da situação actual e o diagnóstico do seu funcionamento, bem como perspectivar as alterações futuras e elaborar propostas de intervenção.

A modelação hidráulica é de extrema importância, uma vez que serve de base à análise do comportamento dos sistemas. Uma vez cruzado o resultado da modelação com informações da exploração do sistema, é possível efectuar a análise/diagnóstico da rede e prever eventuais problemas futuros. No entanto, todo este processo está dependente da validação dos dados/resultados e da sua calibração.

Em geral, para a modelação hidráulica é usado na ACEEM o módulo de cálculo *Mouse*, desenvolvido pela DHI e integrado no *Mike Urban*. O modelo de precipitação-escoamento adoptado denomina-se “Tempo-Área” (*Time-Area*). São vários os modelos de análise implementados, no entanto, a eleição deste modelo baseou-se na sua simplicidade e popularidade, por se basear no método racional. Essencialmente, consiste na redução do volume de precipitação através de um parâmetro de redução e de uma perda inicial. O hidrograma resultante é depois construído de acordo com uma curva que pretende traduzir o efeito da forma da bacia. Apenas a percentagem de áreas impermeáveis é considerada para o cálculo. O modelo de simulação da rede de colectores implementado no módulo *Mouse* consiste na resolução numérica das equações de Saint-Venant 1D, através de um esquema de diferenças finitas a 6 pontos, denominado Abbott-Ionescu. A perda de carga é calculada através de uma versão explícita da fórmula de Gauckler-Manning-Strickler, e as condições de fronteira globais dividem-se entre o caudal gerado pelas bacias hidrográficas (de origem

doméstica e pluvial) e as condições de descarga da rede (dependem da saída do sistema de drenagem em estudo). A transição do modelo de precipitação-escoamento para a rotina de simulação dos colectores é feita de forma simplificada, que não tem em conta os órgãos de entrada do sistema real. Cada sub-bacia do sistema está associada a um nó da rede de colectores, para o qual se faz a descarga de caudais livremente. Em caso de inundação, há acumulação de água no nó, que passa a funcionar como um reservatório com uma área mil vezes superior ao diâmetro da respectiva câmara de visita. Como não é feita a modelação do escoamento superficial ao longo dos arruamentos, o volume de água acumulado permanece no nó até que o sistema tenha capacidade para os escoar.

A validação do modelo é feita recorrendo a registos históricos de inundação e informações da exploração e manutenção do sistema de drenagem. Para a calibração das simulações, a empresa ACEEM dispõe de equipamentos de monitorização (caudalímetros e sondas de nível), que permitem calibrar o modelo com dados de situações reais. Este processo é, por vezes, extremamente moroso e bastante complexo, dada a quantidade de variáveis de calibração e também devido às limitações do modelo de cálculo.

4.2 Situação actual ao nível de planos já desenvolvidos

Perspectiva-se que até ao final do corrente ano os vários documentos que compõem o PGD do Concelho de Coimbra fiquem concluídos. Já completo está o limite urbano da cidade de Coimbra, que se assumiu sempre como prioridade, dada a densidade e desenvolvimento urbano. De um total de 26 planos, estão a ser elaborados 8, que são os que restam para concluir o concelho, conforme apresentado na Figura 8.

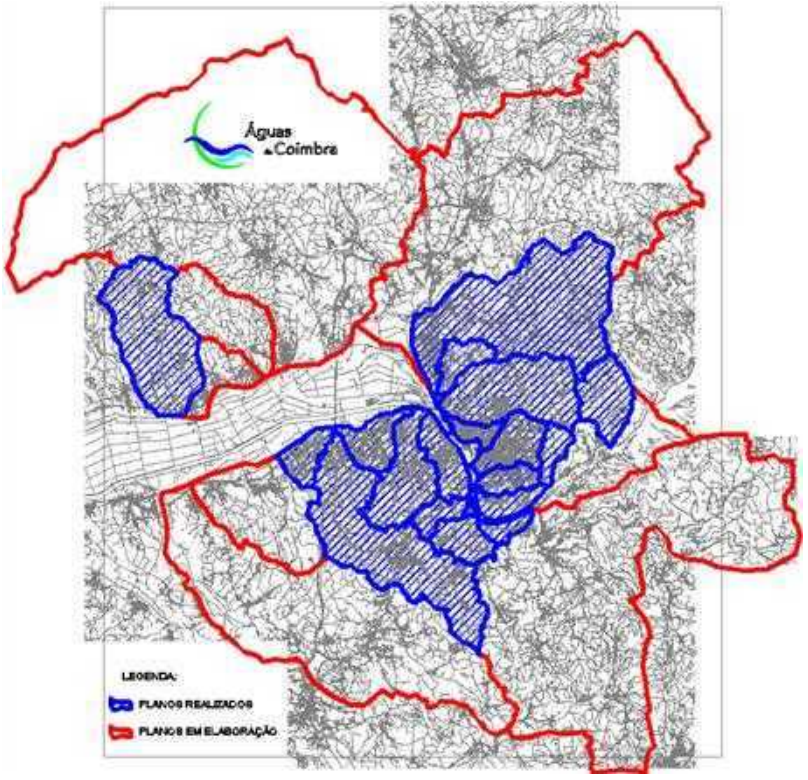


Figura 8. Bacias hidrográficas do concelho de Coimbra e planos elaborados.

O PGD está já a ser usado pelas autoridades locais como ferramenta para o planeamento urbano, e pela ACEEM como ferramenta de apoio à decisão para a gestão das infra-estruturas. Estes estudos contemplam várias propostas de reformulação do sistema de drenagem e a introdução de medidas de controlo na origem, como bacias de retenção. Mas além destas medidas estruturais, estes estudos estão a dar origem a outras medidas não estruturais. A limitação de taxas de impermeabilização e diversas propostas de alterações urbanas estão a ser cruzadas com informações do PGD, que se assumem como importantes ferramentas para o bom funcionamento dos sistemas de drenagem.

Para além do resultado prático da elaboração do PGD, os trabalhos desenvolvidos permitem dotar a empresa de importantes ferramentas de modelação matemática das infra-estruturas que gere. Em várias situações estes modelos de simulação foram extremamente úteis na procura de soluções para problemas técnicos que a empresa enfrenta no seu dia-a-dia.

5 CONCLUSÃO

A empresa ACEEM é responsável pelos sistemas “em baixa” de abastecimento de água e de drenagem urbana da cidade de Coimbra. Em toda a sua história, o desenvolvimento da empresa foi caracterizado pela excelência de um serviço público, que está intimamente relacionado com questões de saúde pública e de qualidade de vida da população. Neste sentido, a constituição da ACEEM foi mais um passo importante para a modernização tecnológica da empresa, munindo-a de importantes ferramentas e alavancando novos projectos, de que são exemplo o PGD que foi apresentado na presente comunicação.

Os novos problemas de inundação da cidade de Coimbra estão muitas vezes relacionados com o desenvolvimento urbano desordenado e a ocupação dos leitos de cheia, que leva ao aumento das áreas impermeáveis, alterações na topografia e também à canalização / alteração do curso de linhas de água naturais. Hoje, a política de gestão praticada na ACEEM tem em conta a preservação das linhas de água naturais e a sua integração no ciclo urbano, de modo a fomentar uma drenagem sustentável, que restabeleça o ciclo urbano da água, de acordo com a Directiva Europeia para a água.

A cooperação com a Universidade de Coimbra é um exemplo de colaboração entre o meio académico e a comunidade, que tem como resultados benefícios mútuos, seja na transferência de conhecimento e de experiências de conhecimento prático, seja na possibilidade de desenvolvimento de trabalhos de investigação aplicada, ao nível de dissertações de mestrado e de doutoramento, e ainda na formação contínua dos técnicos da empresa.

As ferramentas necessárias para a garantia de uma drenagem sustentável dividem-se entre as medidas estruturais e as não estruturais. As medidas estruturais são fundamentais para a resolução de problemas já verificados, mas as medidas não estruturais são as mais importantes para a regulação do desenvolvimento urbano. Estas medidas são menos onerosas que as primeiras e são as medidas mais eficazes para o restabelecimento do escoamento natural das linhas de água e para a integração harmoniosa do ciclo da água em

meio urbano. A articulação destas medidas com os outros elementos reguladores, como por exemplo os Planos Directores Municipais, é fundamental para a garantia da exequibilidade das soluções.

Dada a complexidade do abastecimento de água e da drenagem, o recurso a modelos de simulação hidráulica é imprescindível para a análise e gestão destas infra-estruturas. A calibração e validação dos modelos são aspectos fundamentais, mas extremamente morosos e complexos. Por um lado, a validação de alguns dados de cadastro e da topografia do local implicam, por vezes, inspecções no terreno. Por outro, a validação e calibração de resultados é um aspecto extremamente importante e complexo, que deve ter em conta as limitações do próprio modelo de cálculo. Em todo o caso, as ferramentas de modelação matemática permitem a análise de situações concretas pela simulação, antecipando cenários, e fornecem informações muito relevantes para fundamentar a decisão, evitando erros de planeamento, com eventual desperdício de recursos financeiros e humanos, e melhoram também a gestão operacional da empresa, promovendo a satisfação dos clientes.

Recentemente, a ACEEM pôs em prática um processo de mudança. Neste âmbito, para a prossecução da sua Missão, a empresa viu-se obrigada a repensar as suas linhas de orientação estratégica, bem como os seus objectivos estratégicos, e a definir um conjunto de projectos e iniciativas capazes de adequar a empresa para responder aos desafios de modernização do sector, na busca de uma maior eficácia e eficiência na sua actuação. Iniciativas deste género são conhecidas por produzir, em geral, resultados a diferentes escalas temporais, principalmente no médio e longo prazos. No entanto, alguns resultados poderão começar a surgir a escalas de tempo mais curtas, desempenhando um papel bastante importante para todo o processo, uma vez que dão ânimo aos intervenientes, estimulando, assim, à prossecução do projecto. Um primeiro reflexo, que bem pode ser encarado como resultado da nova política de gestão adoptada, é a recente obtenção da primeira posição no Índice Nacional de Satisfação do Cliente – ECSI Portugal. O modelo de avaliação ECSI (*European Customer Satisfaction Index*) é um sistema de medida da qualidade dos bens e serviços disponíveis no mercado nacional, por via da satisfação do cliente, e foi aplicado a vários sectores de serviços: Água, Banca, Combustíveis, Comunicações, Gás em garrafa, Seguros e Transportes de passageiros. No sector da Água, para o ano de 2009, foram avaliadas 14 entidades gestoras, de Norte a Sul do país, tendo a ACEEM sido aquela que alcançou o maior índice de satisfação dos clientes.

BIBLIOGRAFIA

AMADO MENDES J. (2007). *História do Abastecimento de Água a Coimbra – Volume 1*. AC, Águas de Coimbra, E.E.M.

AMADO MENDES J. (2010). *História do Abastecimento de Água a Coimbra – Volume 2.* AC, Águas de Coimbra, E.E.M.

CHIAVENATO, I. (2004). *Introdução à Teoria Geral da Administração*. 7ª Edição. Editora Campus, Elsevier, Brasil.

RGSPPDADAR (1995). *Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais*. Decreto Regulamentar nº 23/95, de 23 de Agosto de 1995, Lisboa.

SÁ MARQUES A., CARVALHO R. F., SIMÕES N., PINA R., REIS P. (2007) *Estudos de Hidrologia Urbana - Relatório Final.* DEC-FCTUC, Coimbra.

SÁ MARQUES A., SOUSA J. (2009). *Hidráulica Urbana: Sistemas de Abastecimento de Água e de Drenagem de Águas Residuais*. Imprensa da Universidade de Coimbra, 2ª Edição, Coimbra.

A IMPLEMENTAÇÃO DO SISTEMA DE INFORMAÇÃO ERP/CRM NAS CONCESSIONÁRIAS INDAQUA

REGINA BRAVO

Palavras chave: Integração, *reporting*, vanguarda tecnológica

A necessidade - comum a todas as Organizações - de obterem dos seus sistemas de informação mais e melhor informação, bem como a crescente exigência interna e externa na melhoria do serviço prestado ao Cliente, são efeitos directos que têm levado à oferta cada vez maior de soluções de gestão de informação disponíveis no mercado.

Após uma análise exaustiva e criteriosa das potencialidades das diversas soluções, e tendo por base o nível de flexibilidade para a sua adequação aos processos e necessidades reais, a INDAQUA destacou-se como pioneira no sector das Águas ao implementar, de forma totalmente integrada, uma plataforma assente numa solução de vanguarda tecnológica (SAP NetWeaver) em todos os processos da cadeia de valor – *ERP* e *CRM*.

Assim sendo, e após uma fase de desenvolvimento com uma Equipa de Projecto interna e recurso a uma empresa externa com referências internacionais no sector, a INDAQUA tem actualmente implementado em todas as empresas Concessionárias, um único sistema de informação que colmatou as carências dos anteriores sistemas e as dificuldades de gestão de informação inerentes à existência de distintas aplicações.

Prosseguindo o objectivo da excelência dos processos internos e da relação com o Cliente, o sistema foi desenvolvido tendo por base a transversalidade da aplicação que permite a interacção e alimentação directa da informação operacional e dos processos *"core"* com os da área administrativa, logística e financeira, assumindo assim um factor de rentabilização de recursos, eliminação de erros na transferência da informação e um *reporting* preciso e atempado através de dados totalmente consolidados.

Ao nível dos processos relacionados com o Cliente, as diferenças e melhorias sentidas são muito significativas. Operacionalmente, um dos factores mais importantes consistiu na implementação de ferramentas que visam dar mais consistência, agilidade e controlo a todo o tipo de solicitações dos Clientes. Não se limitando à operacionalidade e integração de funcionalidades nos processos correntes associados à contratação, facturação e cobrança, esta aplicação permite, através de um sistema de *workflow*, a transferência da informação entre as várias áreas funcionais, nomeadamente comercial e técnica, eliminando processos de transferência física de documentação com toda a sobrecarga associada.

Ao nível da informação relacionada com o Cliente, as mais-valias da aplicação são notórias: a disponibilização em tempo real de toda a informação relativa ao histórico de leituras, facturações, pagamentos, etc., bem como das interacções bidireccionais Cliente vs. Concessão e seu respectivo estado de tratamento, permite uma capacidade de informação fidedigna e *"on line"*, constituindo um potencial de centralização de informação com consequente racionalização de recursos.

Finalmente, e numa perspectiva de monitorização de indicadores de *performance* interna de processos e recursos, a existência de um leque extremamente abrangente de relatórios pré-configurados, aliada à flexibilidade de desenvolvimento de novas *queries* capazes de dar resposta a necessidades de informação pontual e diversificada, potencia a análise e tratamento de informação e consequente tomada de decisão com base em dados reais e objectivos que anteriormente se encontravam dispersos em diversos sistemas de informação.

14º ENCONTRO NACIONAL DE SANENAMENTO BÁSICO
SIMPÓSIO LUSO-BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL

A IMPORTÂNCIA DA MONITORIZAÇÃO DE UMA ETAR COMO SUPORTE À DECISÃO PARA A REUTILIZAÇÃO DO EFLUENTE TRATADO – Caso de Estudo da ETAR de Coruche

Gonçalo Sousa ([1]), Elizabeth Duarte ([2]), David Fangueiro ([3])

[a]UIQA, Instituto Superior de Agronomia, UTL, Tapada da ajuda

Resumo

Este trabalho teve como principal objectivo a avaliação das condições técnicas da ETAR de Coruche, com vista à reutilização dos efluentes tratados. Foi feita uma análise de dados de campo, através do tratamento dos registos diários dos caudais afluentes e da recolha e caracterização de amostras do afluente e efluente tratado. Esta permitiu avaliar o comportamento hidráulico do caudal, concentrações do afluente e do efluente tratado, percentagem de redução da carga poluente e qualidade do efluente tratado, face aos requisitos de descarga no meio receptor natural e de utilização para rega.

Os resultados obtidos contribuíram para um maior conhecimento dos sistemas de tratamento de águas residuais e sobre o potencial de reutilização dos efluentes tratados, possibilitando a criação de um plano de gestão e reutilização dos efluentes tratados para a ETAR de Coruche. Ficou assim comprovada, a importância dos estudos de campo na compreensão do comportamento deste tipo de sistemas, no ambiente para os quais foram projectados, contribuindo para uma gestão mais sustentável deste tipo de sistemas.

[1] Mestre em Engenharia do Ambiente, Instituto Superior de Agronomia – UTL. Tapada da Ajuda, 1349-017 Lisboa. E-Mail: goncalosousa84@gmail.com

[2] Professora Catedrática do Departamento de Química Agrícola e Ambiental do Instituto Superior de Agronomia – UTL. Tapada da Ajuda, 1349-017 Lisboa.

[3] Investigador da Unidade de Investigação Química Analítica do Instituto Superior de Agronomia. Tapada da Ajuda, 1349-017 Lisboa.

Palavras-chave: ETAR; Monitorização; Efluente tratado; Reutilização

1- Introdução

As águas residuais são originadas a partir de vários fluxos, nomeadamente de origem doméstica, não doméstica (comercial ou industrial) e infiltração/escorrências, existindo uma série de factores que os poderão condicionar, tais como: localização (condições climáticas, disponibilidade e características da água e o consumo doméstico *per capita*), hábitos alimentares, presença de comércio e indústrias, tipo de sistemas colectores (separativos ou combinados) e condições dos mesmos (Butler e Davies, 2004).

Um dos aspectos fundamentais na concepção das ETAR consiste na previsão do comportamento dos caudais das águas residuais afluentes (Sincero e Sincero, 2002). Em termos hidráulicos a variação do caudal das águas residuais é visível diariamente, semanalmente, mensalmente e anualmente.

O tratamento das águas residuais poderá ser efectuado por processos de natureza física, química e biológica, estando dividido e organizado em diversas operações que estabelecem os vários níveis de tratamento: preliminar, primário, secundário, terciário e tratamento da fase sólida (Metcalf e Eddy, 2003).

A reutilização das águas residuais tratadas é considerada uma opção viável, pois permite a redução da descarga de nutrientes para o ambiente. O valor fertilizante das águas residuais é um aspecto benéfico em termos da sua utilização na rega, permitindo uma diminuição dos custos de remoção de nutrientes ao nível do tratamento nas ETAR. O consumo de energia e os custos ecológicos são também menores relativamente à captação de água subterrânea, ao armazenamento e à dessalinização (IWA, 2008).

Os efluentes assumem-se como importantes fontes de água e de nutrientes, sendo em algumas situações a única fonte de água disponível para a utilização na agricultura, permitindo a sua correcta gestão, uma reciclagem da água e dos nutrientes e uma consequente diminuição dos custos de fertilização (WHO, 2006b).

Em Portugal a utilização de águas residuais tratadas é uma prática relativamente recente, dado que apenas a partir de 1974 foram implementados os primeiros sistemas de tratamento de águas residuais (Costa, 2003). Nos últimos anos, esta prática tem conhecido algum desenvolvimento, nomeadamente ao nível da utilização para rega na agricultura e em espaços verdes (Beltrão, 2002; Sousa, 2009)

2 - Materiais e métodos

2.1 - Caracterização da ETAR de Coruche

A ETAR de Coruche foi construída com o intuito de efectuar o tratamento das águas residuais urbanas geradas na Vila de Coruche, evitando assim que estas continuassem a ser descarregadas directamente para o rio Sorraia.

As águas residuais afluentes à ETAR têm origem predominantemente doméstica (habitações particulares, comércio e serviços).

A ETAR foi dimensionada para uma população de 7300 habitantes equivalentes (ano de horizonte, 2015), sendo apresentadas nos Quadros 1 e 2, as condições médias do afluente, bem como os objectivos de qualidade após o tratamento (FBO e AMBIO, 1999).

Quadro 1 - Condições médias do afluente (dados de projecto).

Parâmetro	Valor
Caudal médio diário ($m^3\ d^{-1}$)	1200
Caudal de ponta ($L\ s^{-1}$)	80,5
CBO_5 médio ($mgO_2\ L^{-1}$)	375
CQO médio ($mgO_2\ L^{-1}$)	560
SST médio ($mg\ L^{-1}$)	560

Quadro 2 - Objectivos de qualidade do efluente tratado (dados de projecto).

Parâmetro	VLE
CBO_5 médio ($mgO_2\ L^{-1}$)	25
CQO médio ($mgO_2\ L^{-1}$)	125
SST médio ($mg\ L^{-1}$)	35
Coliformes fecais (NMP $100\ mL^{-1}$)	200

O processo de tratamento é composto pelas seguintes etapas: Tratamento preliminar (gradagem, desarenação e medição de caudal); Tratamento secundário (Lamas activadas com arejamento prolongado em vala de oxidação e decantação secundária); Tratamento terciário (filtração em filtros de areia e desinfecção por radiação UV); Tratamento da fase sólida (armazenamento e espessamento em silo de lamas e desidratação mecânica em filtro de banda ou leitos de secagem).

2.2 - Análise do caudal afluente à ETAR

A análise do caudal afluente à ETAR foi feita através da observação do caudal médio diário e mensal, durante o período de Novembro de 2008 e Junho de 2009. O caudal médio diário foi obtido a partir do cálculo dos valores médios do caudal diário acumulado (em termos mensais) e o caudal mensal a partir do somatório do caudal diário registado em cada mês.

A influência da precipitação nos caudais afluentes à ETAR foi avaliada, através da análise da evolução do valor do caudal de acordo com a precipitação registada durante o período de análise, (Novembro de 2008 a Junho de 2009). Os dados da precipitação foram registados na Estação Agrometeorológica da Quinta Grande, situada a cerca de 3 km da ETAR de Coruche, pertencente à rede de Estações Agrometeorológicas, da Associação de Regantes e Beneficiários do Vale do Sorraia.

2.3 - Monitorização do afluente e do efluente tratado

2.3.1 - Amostragem e metodologia

A monitorização do afluente e do efluente tratado, iniciou-se em Novembro de 2008, tendo recolha de amostras compostas ocorrido com uma periodicidade quinzenal, até final do mês de Março de 2009. Posteriormente, foi efectuada uma recolha mensal de amostras entre os meses de Abril e Junho de 2009, de acordo com o estabelecido no plano experimental.

No processo de amostragem foi utilizado equipamento de protecção (bata, luvas e máscara), tendo as amostras sido recolhidas em frascos de polietileno de alta densidade (PEAD) de 1 e 2 L, transportadas numa mala térmica, conservadas a uma temperatura de cerca de 4º C e posteriormente analisadas em laboratório.

Para a monitorização das características do afluente e do efluente tratado foram determinados os parâmetros indicados no Quadro 3, de acordo com os *Standard Methods* (A.P.H.A., 1998).

2.3.2 - Tratamento dos resultados

Para a análise dos resultados, relativos à monitorização do afluente e do efluente tratado foi utilizado o programa Microsoft Excel, através do qual foram elaborados os gráficos e as tabelas, relativos aos resultados apresentados.

3 - Resultados e discussão

3.1- Caracterização das águas residuais

A caracterização das águas residuais afluentes à ETAR, bem como dos efluentes tratados descarregados no meio receptor natural, é fundamental para a compreensão da

forma como são geradas as águas residuais e para a identificação os contaminantes que fazem parte da sua constituição.

3.1.1 - Análise do caudal afluente à ETAR

Durante o período de análise (Novembro de 2008 a Junho de 2009), registou-se um caudal médio diário de aproximadamente 1220 $m^3 d^{-1}$, um caudal mensal de 20930 - 57300 m^3 $mês^{-1}$, sendo o volume total de efluente tratado neste período, de aproximadamente 274000 m^3.

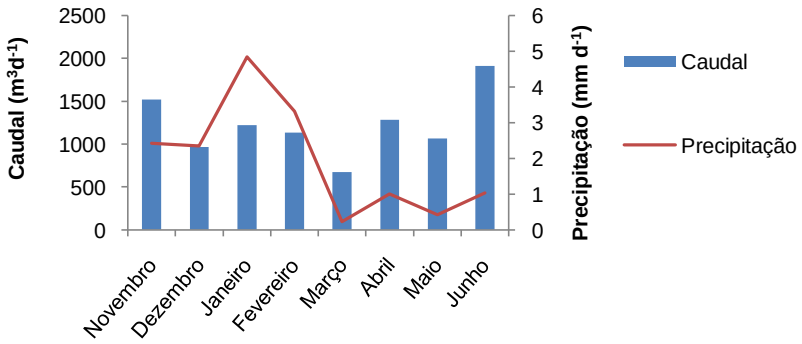


Figura 1 - Caudal médio diário; Precipitação média diária

Através da análise da Figura 1, verificou-se que o caudal médio diário observado em cada mês foi bastante variável (675 – 1910 m^3d^{-1}), sendo o caudal médio mensal referido anteriormente (1220 m^3d^{-1}), um valor meramente indicativo, que para efeitos de gestão da ETAR não terá muito significado.

Esta variabilidade observada nos valores do caudal (Figura1) foi motivada pelas diferentes componentes que o afectaram. No mês de Novembro, dado que ETAR ainda se encontrava em fase de testes, tendo para isso sido introduzido no emissário, de uma forma propositada, água do rio Sorraia, o valor do caudal terá sido afectado por esse volume adicional. Nos meses de Dezembro, Janeiro e Fevereiro, para além da componente doméstica, verificou-se a influência da precipitação, comprovada pelos valores da mesma. Em Março, tendo a componente precipitação sido pouco expressiva, o valor do caudal correspondeu praticamente à componente de origem doméstica. A partir do mês de Abril, a componente “água do rio”, voltou a influenciar o valor do caudal afluente à ETAR, sendo menos expressiva a influência da precipitação. Nos meses de Verão, (Junho, Julho e Agosto), a componente precipitação deixou praticamente de ser notada (com alguma expressão, apenas no mês de Junho), sendo o caudal nestes meses influenciado pela componente “água do rio” e também por uma maior contribuição da componente doméstica,

motivada pela coincidência com a época de férias e o regresso de muitos emigrantes (provocando um aumento do número de habitantes equivalentes).

É importante realçar que a componente "água do rio", que provocou o aumento do valor do caudal, entre Abril e Agosto, se deveu a um volume de água adicional que afluiu ao emissário, através de uma ruptura existente na conduta do mesmo, causado pela subida forçada do nível do rio Sorraia. Esta subida forçada foi um procedimento efectuado através da colocação de uma barreira (açude improvisado) nas imediações do pórtico de transição do dique de protecção da vila de Coruche, que ocorre normalmente entre Maio e o início da época das chuvas (Outubro, Novembro), motivada pela prática de actividades desportivas e por um melhor enquadramento paisagístico do local.

Em alguns meses, o valor do caudal verificado superou consideravelmente o valor do caudal médio diário definido inicialmente no projecto, para o qual a ETAR foi dimensionada (1200 m^3 d^{-1}), não sendo este, um aspecto benéfico para o correcto funcionamento do processo de tratamento. Segundo, Monteiro e Damasceno (1998), estas discrepâncias entre as bases de dimensionamento e os caudais e que influem às ETAR são mais acentuadas nos primeiros anos de actividade, tal como se verifica neste caso de estudo.

3.1.2 - Caracterização físico-química do afluente e do efluente tratado

Nas Figuras 2 a 12 são apresentados, em termos mensais, os resultados da monitorização de alguns parâmetros, indicadores das características do afluente e do efluente tratado. Relativamente aos parâmetros $N\text{-}NH_4^+$, $N\text{-}NO_3^-$ e detergentes aniónicos, apenas se efectuou a sua monitorização a partir do mês de Janeiro ($N\text{-}NH_4^+$ e $N\text{-}NO_3^-$) e a partir de Dezembro (detergentes aniónicos), de acordo com o estabelecido no plano experimental de amostragem e análise.

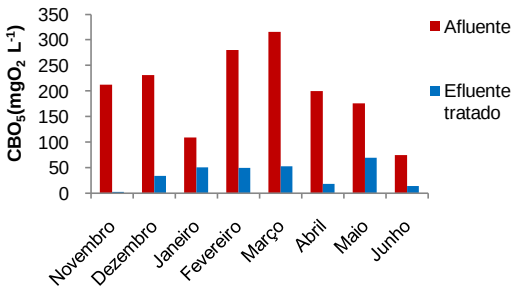


Figura 2 - CBO_5 (mgO_2 L^{-1})

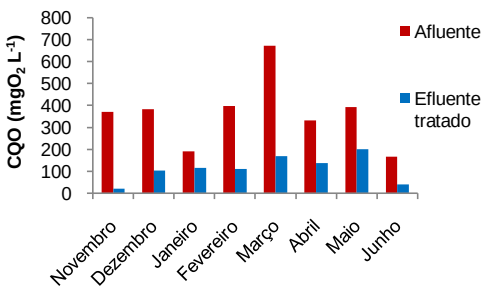


Figura 3 - CQO (mg O_2 L^{-1}).

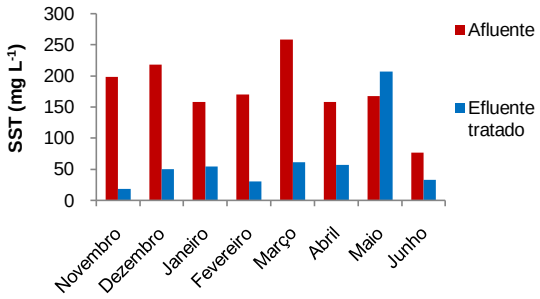


Figura 4 - SST (mg L^{-1}).

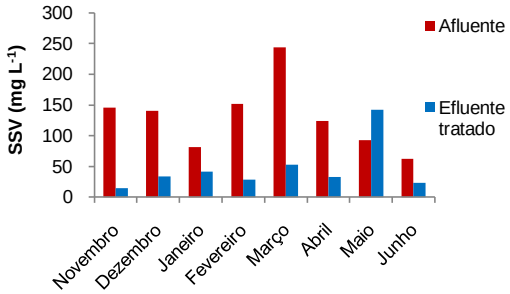


Figura 5 - SSV (mg L^{-1}).

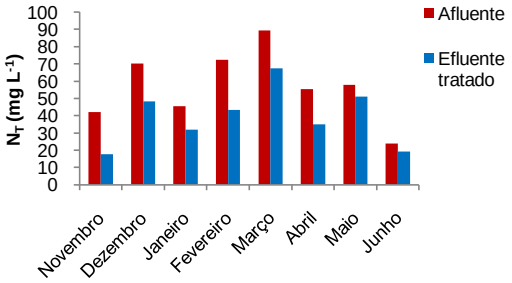


Figura 6 - N_T (mg L^{-1}).

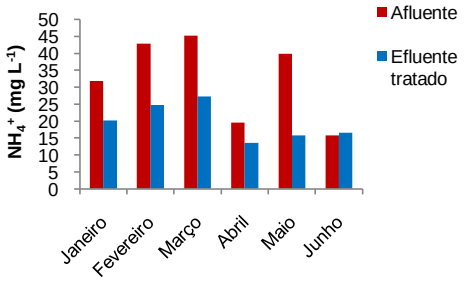


Figura 7 - N-NH_4^+ (mg L^{-1})

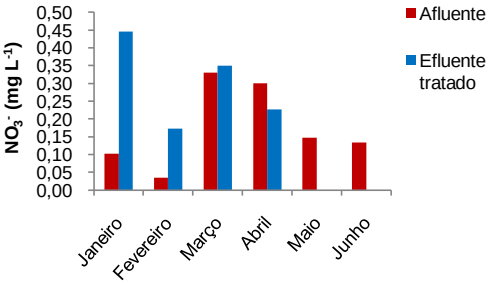


Figura 8 - N-NO_3^- (mg L^{-1}).

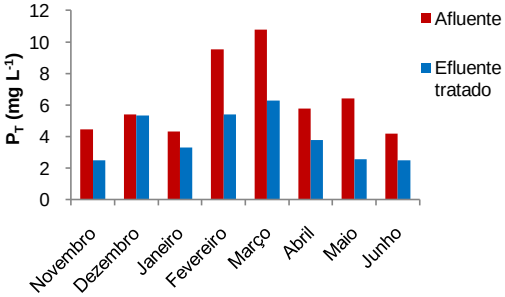


Figura 9 - P_T (mgO_2 L^{-1}).

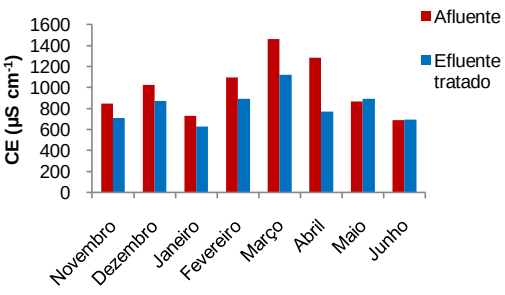


Figura 10 - CE (µS cm^{-1}).

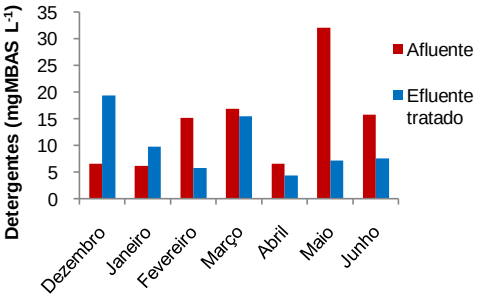


Figura 12- Detergentes aniónicos (mg $MBASL^{-1}$).

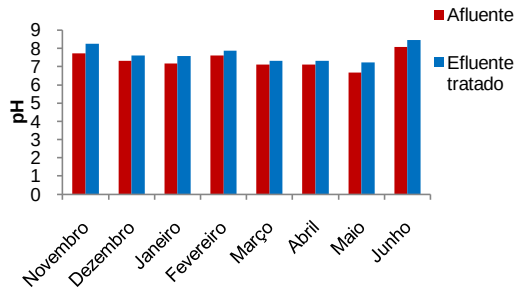


Figura 11 – pH.

A multiplicidade de factores, que pode ter afectado a composição físico-química e biológica do afluente, torna particularmente difícil a identificação de uma causa específica para esta variabilidade. No entanto, de acordo com análise do comportamento hidráulico do caudal que afluiu à ETAR, foi possível estabelecer uma relação entre este e a concentração de poluentes presente no afluente.

Assim, para a maioria dos parâmetros, as concentrações mais baixas verificaram-se nos meses de Janeiro e Junho, onde a precipitação e componente "água do rio" tiveram uma maior influência no comportamento do caudal (efeito de diluição da concentração de poluentes), sendo o mês de Janeiro fortemente influenciado pela precipitação e o mês de Junho pela entrada de "água do rio". Por sua vez, as concentrações mais elevadas foram observadas no mês de Março, que coincidiu precisamente com o mês onde o efeito da precipitação e da componente "água do rio" foi mais reduzido (efeito de diluição da concentração de poluentes). Nos restantes meses observaram-se concentrações, intermédias entre as registadas nas situações anteriormente referidas, sendo variável a influência da precipitação e da componente "água do rio".

A relação entre a concentração variável dos poluentes e comportamento hidráulico do caudal, embora mais evidente em alguns parâmetros, foi verificada para a sua maioria (CBO_5, CQO, SST, SSV, N_T, $N\text{-}NH_4^+$, $N\text{-}NO_3^-$, P_T). Ao nível dos detergentes, essa relação não foi observada, sendo a causa da variabilidade, em termos de concentração, a possível ocorrência de descargas pontuais para a rede de saneamento.

Ao longo do período de estudo, de uma forma geral as condições médias dos afluentes, em termos de concentração, foram inferiores às condições médias de influência, projectadas para o dimensionamento da ETAR. Para esta situação terá contribuído, o facto do número de habitantes equivalentes (aproximadamente 4100) ser inferior ao previsto inicialmente uma vez que a área de influência da ETAR, ainda não se encontra totalmente abrangida pela rede de saneamento e drenagem de águas residuais, tendo a componente doméstica do caudal afluente uma expressão mais reduzida. Outra situação que também poderá ter influenciado, esta menor concentração do afluente, foi o efeito das componentes,

precipitação e “água do rio”, que provocaram uma maior diluição da concentração dos poluentes, como referido anteriormente.

A caracterização do efluente tratado foi baseada nas concentrações obtidas, para os vários parâmetros, em termos mensais, tendo sido também avaliada a sua evolução ao longo do tempo.

Através da análise dos resultados relativos aos parâmetros indicadores da qualidade do efluente tratado, apresentados nas Figuras 2 a 12, verificamos que estes apresentaram uma grande variabilidade entre si, e mesmo ao longo do tempo. Essa variabilidade poderá ter sido causada por diversos factores, tais como: o efeito de diluição da concentração de poluentes no afluente, a realização de operações de afinação nas várias etapas do processo de tratamento e a ocorrência de alguns problemas pontuais. Sendo particularmente difícil definir a magnitude da influência que cada um destes factores.

Quanto ao efeito de diluição da concentração de poluentes no afluente, provocada pela precipitação e pela componente “água do rio”, esta ter-se-á repercutido no valor da concentração ao longo das etapas de tratamento e consequentemente na concentração do efluente tratado, como se verificou por exemplo no mês de Junho, onde a componente “água do rio” teve uma forte influência nas características do caudal afluente.

A realização de operações de afinação, como controlo do arejamento na vala de oxidação, a taxa de recirculação de lamas, a purga de lamas, e a limpeza dos tanques, afectando a eficiência do tratamento, poderão também ter afectado a concentração do efluente tratado.

A ocorrência de problemas pontuais, como sucedeu através da acumulação de particulas em suspensão junto ao bloco de lâmpadas UV, que originou um aumento da concentração do efluente tratado, visível através dos valores das concentrações de CBO_5, CQO e SST, referentes ao mês de Maio. Neste caso, alguns dos constituintes destas partículas em suspensão ao terem absorvido a radiação, contribuiram para a formação de depósitos nas lâmpadas e no canal UV (Metcalf e Eddy, 2003). Para evitar este tipo de situações é importante que se faça a limpeza regular das lâmpadas, estando a sua frequência relacionada com as caracteristicas do efluente e com o tipo de incrustações, no entanto é aconselhável que esta se efectue pelo menos uma vez por mês (U.S. EPA, 2006). Segundo Andreadakis *et al.* (1999), de acordo com estudos efectuados o aumento da concentração de sólidos junto ao sistema de desinfecção UV, provoca uma diminuição da eficiência do sistema de desinfecção.

O aumento da concentração de detergentes aniónicos ao longo do processo de tratamento verificado nos meses de Dezembro e Janeiro foi algo inesperado, dado a

natureza (física e biológica) das operações realizadas. Este aumento terá resultado da acumulação de alguns solventes utilizados na construção e instalação dos órgãos de tratamento da ETAR, que teriam na sua composição alguma quantidade deste tipo de substâncias. Embora, a partir do mês de Fevereiro se tenha verificado uma redução da concentração ao longo do processo de tratamento, ao longo do período de estudo, as concentrações presentes nos efluentes tratados foram relativamente elevadas, tendo como referência meramente indicativa o VLE (2 mg L^{-1}), fixado pelo D.L n.º 236/98.

3.1.3 - Caracterização do efluente tratado de acordo com os requisitos de descarga no meio receptor.

A caracterização do efluente tratado na ETAR de Coruche foi efectuada, através da análise das concentrações dos vários parâmetros e das suas percentagens de redução (Figuras 13 a 18), tendo como referência os valores limite de emissão (VLE) e as percentagens mínimas de redução da carga do afluente, impostos pelo D.L. n.º 152/97 de 19 de Junho e os objectivos de qualidade definidos no projecto de execução da ETAR.

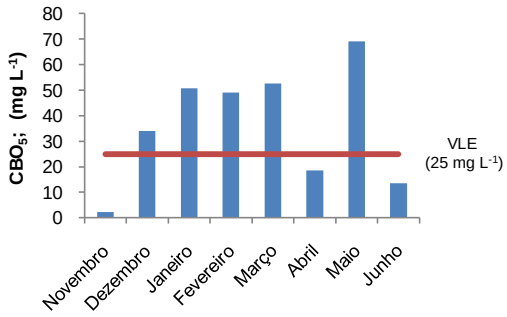


Figura 1**3** - CBO_5 (mg O_2 L^{-1}), VLE.

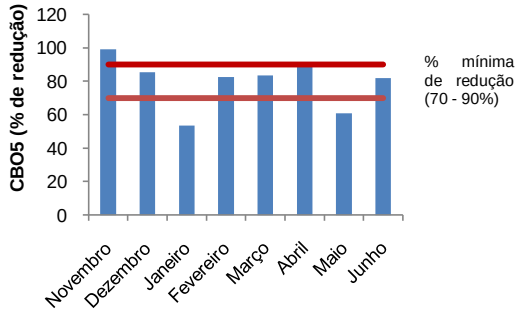


Figura 1**4** - Redução da carga de CBO_5; % mínima de redução.

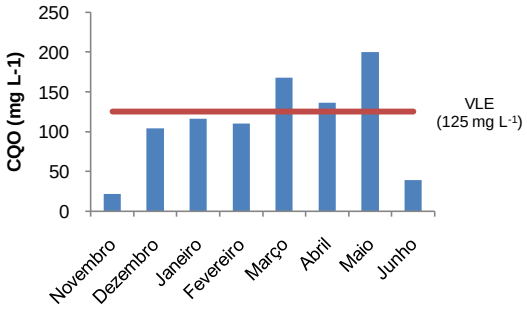


Figura 1**5** - CQO (mg O_2 L^{-1}), VLE.

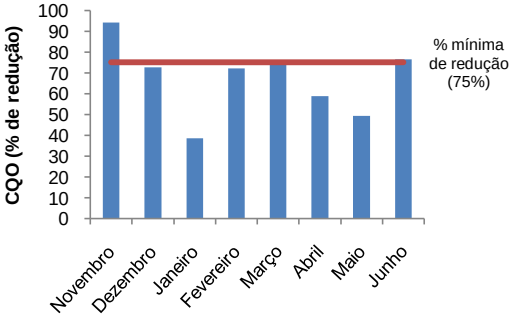


Figura 1**6** - Redução da carga de CQO; % mínima de redução.

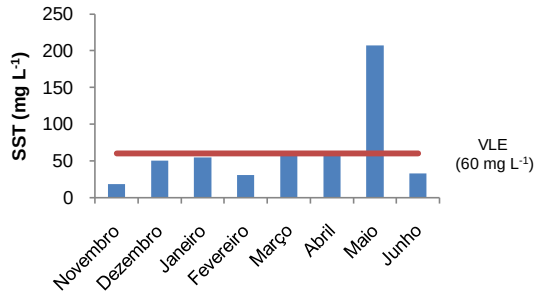


Figura 1**7**- SST (mg L^{-1}), VLE.

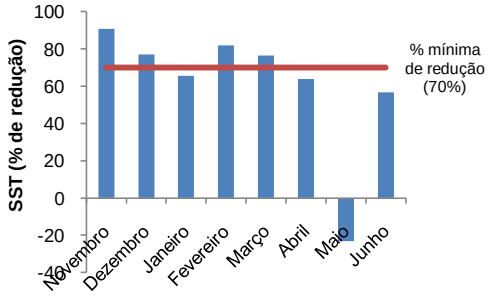


Figura 1**8** - Redução da carga de SST; % mínima de redução.

Dado o contexto da ETAR, em termos de dimensionamento e localização (2000< hab. eq >10000; zona não sensível, não apresentando perigo de eutrofização) , os requisitos de descarga definidos pelo referido decreto, bem como os objectivos de qualidade definidos no projecto são relativos aos parâmetros: CBO_5, CQO e SST.

Assim, de acordo com os resultados obtidos, apenas na CBO_5 (Janeiro e Maio), CQO e SST (Maio) se observaram diferenças mais expressivas, ao nível da concentração do efluente tratado e da percentagem de redução da carga poluente. Sendo que no mês de Maio, a maior concentração e a menor percentagem de redução verificadas, se deveram sobretudo à acumulação de particulas em suspensão junto ao bloco de lâmpadas do sistema de desinfecção UV.

Estes desvios pontuais relativamente aos requisitos de descarga e aos objectivos de qualidade definidos no projecto, não podem ser encarados como situações de incumprimento, dada a fraca representatividade do número de amostras no período de estudo, podendo ser encarados com uma contribuição para a optimização do desempenho da ETAR. O tratamento e a compilação dos dados obtidos neste estudo, poderão contribuir para implementação de um plano de gestão ambiental na ETAR de Coruche.

3.1.4 - Caracterização do efluente tratado, para a utilização na rega.

Integrando o objectivo seguinte do trabalho, na perspectiva de reutilização do efluente tratado para rega, foram avaliadas algumas características, relativamente à qualidade das águas destinadas à rega, de acordo com alguns parâmetros definidos pelo D.L. nº 236/98, apresentadas no Quadro 5.

Quadro 5 - Características do efluente tratado, relativas à qualidade das águas destinadas à rega.

Parâmetros	Efluente tratado			D.L. nº 236/98	
	Abril	Maio	Junho	VMR	VMA
SST (mg L^{-1})	57	207	33	**60**	
$N\text{-}NO_3^-$ (mg L^{-1})	0,23	0	0		
pH	7,31	7,22	8,46		
CE (µS cm^{-1})	769	891	694		
SO_4^{2-} (mg L^{-1})	155,94	47,54	38,11	**575**	
Cl (mg L^{-1})	95,715	93,94	76,22	**70**	
HCO_3^- (meq L^{-1})	4,73	1,04	0,88		
B (mg L^{-1})	n.d.	n.d.	0.08		
RAS	13,7	3,26	8,11	**8**	
As (mg L^{-1})	0,01	0,01	0,01	**0,1**	**0**
Cd (mg L^{-1})	$3,89x10^{-4}$	$9,63x10^{-4}$	$2,87x10^{-5}$	**0,01**	**0,05**
Pb (mg L^{-1})	0,05	0,05	0,01	**5**	**20**
Cr (mg L^{-1})	0,3	0,09	0,06	**0,1**	**20**
Ni (mg L^{-1})	0,03	0,02	0,05	**0,5**	**2**
Cu (mg L^{-1})	0,16	0,05	0,08	**0,2**	**5**
Fe (mg L^{-1})	1,58	2,86	0,94	**5**	
Mn (mg L^{-1})	0,4	0,39	0,63	**0,2**	**10**
Zn (mg L^{-1})	0,39	0,33	0,05	**2**	**10**
Coliformes fecais (NMP 100mL^{-1})	150	240	2400	**100**	
Ovos de parasitas intestinais (N L^{-1})	0	0	0		**1**

RAS – Razão de adsorção de sódio
VMR – Valor máximo recomendado, qualidade das águas destinadas a rega, D.L. n.º 236/98
VMA – Valor máximo admissível, qualidade das águas destinadas a rega, D.L. n.º 236/98
n.d. – Não determinado

De acordo com os resultados obtidos, verificou-se que nos meses de Abril (cloretos e RAS), Maio (SST e cloretos) e Junho (cloretos e RAS), os parâmetros referidos apresentaram valores superiores aos valores máximos recomendados (VMR). Neste caso, como são VMR, não se pode afirmar que, relativamente a estes parâmetros, o efluente tratado não possa ser utilizado na rega, sendo importante a realização de uma monitorização mais regular.

Quanto ao teor de coliformes fecais, também foram observados valores superiores aos VMR (Abril, Maio e Junho), e aos objectivos de qualidade relativos a este parâmetro, definidos no projecto (Maio e Junho). Situação certamente relacionada com o facto do sistema de desinfecção UV não estar em funcionamento, devido a uma avaria técnica.

Como referido anteriormente, dada a não representatividade do número de amostras, não se poderá aferir a existência de um perigo potencial para a saúde pública a utilização do efluente tratado na rega. Embora o contexto da análise deste parâmetro, tenha sido a reutilização do efluente tratado para rega, este assume também uma elevada importância, ao nível da segurança dos operadores da ETAR, pois o efluente tratado é utilizado como água de serviço para lavagens diversas.

Relativamente aos metais pesados analisados no efluente tratado (As, Cd, Pb, Cr, Ni, Cu, Fe, Mn e Zn), os valores obtidos são consideravelmente inferiores aos VMR. Situação de certo modo previsível, dada a não existência de uma componente industrial nas águas residuais afluentes à ETAR, sendo esta, de acordo com o tipo de indústrias instaladas, potencialmente veiculadora de elevadas concentrações deste tipo de poluentes.

Foram ainda comparadas as características do efluente tratado, com valores de referência propostos por vários autores, para alguns parâmetros indicadores da qualidade de uma água de rega.

De acordo com a classificação proposta por Ayers e Westcot, (1994) os resultados obtidos relativos à RAS e à CE, mostram que o efluente tratado apresentou um grau de restrição reduzido a moderado, relativamente à sua utilização na rega. Quanto ao teor de bicarbonatos, o efluente tratado não apresentou qualquer tipo de restrição.

3 – Conclusões

Ao longo do período de estudo, as águas residuais afluentes à ETAR apresentaram uma grande variabilidade, em termos de concentração de poluentes e em termos do comportamento hidráulico. Essa variabilidade foi também observada no efluente tratado, sendo que em termos da concentração de poluentes, esta terá resultado da variabilidade do afluente e dos factores que lhe deram origem, como também do facto de terem ocorrido, durante o período de estudo, operações de afinação e optimização do processo de tratamento, motivadas pelo recente início de actividade da ETAR.

Em termos quantitativos, apenas uma pequena percentagem do volume total de efluente tratado, durante o período de estudo, foi reutilizada como água de serviço para lavagens múltiplas nas instalações da ETAR, sendo a restante descarregada numa linha de água afluente ao rio Sorraia.

Em termos qualitativos, os efluentes tratados apresentaram teores consideráveis de alguns nutrientes, nomeadamente azoto e fósforo, sendo muito baixo o teor de metais

pesados, consideravelmente inferiores aos valores máximos recomendados legalmente impostos.

Considera-se que os objectivos do trabalho, inicialmente definidos, foram concretizados, permitindo os resultados obtidos sistematizar informação sobre a caracterização dos sistemas de tratamento e sobre o potencial de reutilização dos efluentes tratados. Assim, ficou comprovada a importância dos estudos de campo na compreensão do comportamento deste tipo de sistemas, no ambiente para os quais foram projectados.

Estudos subsequentes estão a ser realizados o que pode contribuir para uma validação dos resultados obtidos neste trabalho, contribuindo para a construção de um plano de gestão ambiental na ETAR de Coruche.

4 - Bibliografia

Andreadakis, A., Mamais, D., Christoulas, D., Kabylafka, S. 1999. Ultraviolet disinfection of secondary and tertiary wastewater effluent in the Mediterranean region. *Water Science and Technology*, 40, (4/5), 253-260.

A.P.H.A., A.W.W.A, W.E.F. 1998. *Standard methods for the examination of water and wastewater*. 20ª ed., USA.

Asano, T. 2002. Water From (Waste) Water - The Dependable Water Resource. *Water Science and Technology*. 45 (8), 23-33.

Ayers, R. e Westcot, D. 1994. *Water quality for agriculture*. FAO Irrigation and Drainage Paper 29, Rev.1. Rome, Italy.

Beltrão, J. 2002. A Reutilização de Águas Residuais em Portugal.

Butler, D. e Davies, J. W. 2004. *Urban drainage*. 2ª ed. Taylor & Francis. 543 p.

Decreto-Lei n.º 152/97. D. R. I Série A. N.º 139 (19-06-1997). pp. 2959-2966

Decreto-Lei n.º 236/98. D. R. I Série A. N.º 176 (01-08-1998). pp. 3676-3722.

Costa, M. 2003. *Utilização de Águas Residuais Depuradas na Rega e de Lamas Urbanas como Fertilizante dos Solos do Algarve*. Tese de Doutoramento. UALG/FERN. Faro.

FBO e AMBIO. 1999. Empreitada de execução da remodelação e ampliação do dique de protecção e do emissário e interceptor de cintura, sistema elevatório e ETAR da vila de Coruche.

Inventário Nacional de Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais, Relatório Final 2008. Acedido em, 7 de Setembro de 2009. Em, http://insaar.inag.pt/.

IWA. 2008. *Water reuse*. Version 1, December 14.

Levy, J. 2008. *Novas Fontes de Abastecimento de Água – Reutilização e Dessalinização*. 1ª ed. Ecoserviços, 86 p.

Metcalf e Eddy. 2003. *Wastewater Engineering, Treatment and Reuse*. 4ª ed. International Edition McGraw-Hill, New York, 1819 p.

Monteiro, A. M. C. S. e Damasceno, J. C. 1998. Sistemas de Saneamento Básico. Tentativa de Resolução de Problemas, *4º Congresso da Água*, Lisboa.

Sincero, G. A. e Sincero, P. A. 2002. *Physical-Chemical Treatment of Water and Wastewater*. IWA Publishing, 784 p.

Sousa, G.N.S.S. 2009. *O Diagnóstico de uma ETAR como suporte á decisão para a reutilização do efluente tratado – Caso de estudo da ETAR de Coruche.* Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia do Ambiente. UTL/ISA, 82 p.

WHO. 2006b. *Guidelines for the Safe Use of Wastewater, Excreta and Greywater*. 2, Wastewater use in agriculture.

U.S. EPA. 2006. *Ultraviolet disinfection guidance manual for the final long term 2 enhanced surface water treatment rule*. Office of Water (4601) EPA 815-R-06-007.

A INTERVENÇÃO REGULATÓRIA NAS ENTIDADES GESTORAS CONCESSIONÁRIAS DE SISTEMAS MULTIMUNICIPAIS DE ÁGUAS E RESÍDUOS – VERTENTE ECONÓMICA

António F. RUIVO[1]; Alexandra G. CUNHA[2;3]

Resumo: A defesa dos interesses dos utilizadores no fornecimento de bens e serviços essenciais, como os da água, em termos de qualidade e preço dos serviços, salvaguardando simultaneamente a sustentabilidade económica e financeira dos respectivos operadores, exige uma explícita intervenção da entidade reguladora, operacionalizada através de um conjunto de procedimentos regulatórios cíclicos. O presente trabalho, com base no período de 2004 a 2009, visa apresentar uma reflexão crítica sobre a necessidade e os efeitos da regulação económica no comportamento das entidades gestoras concessionárias de sistemas multimunicipais de serviços de águas e resíduos. Enquanto no sector das águas (abastecimento público de água e saneamento de águas residuais urbanas), que apresenta algumas fragilidades financeiras, a intervenção da ERSAR tem contrariado tendências de sobreorçamentação e estimulado as entidades gestoras a atingir melhores resultados que os orçamentados, no sector de gestão de resíduos importa sublinhar que as tarifas aprovadas na sequência de parecer da ERSAR têm sido sensivelmente inferiores às propostas pelas entidades gestoras, permitindo alguma repercussão de resultados acumulados em excesso com benefício para os utilizadores destes serviços.

Palavras-chave: ERSAR; Intervenção Regulatória; Regulação Económica; Sistemas Multimunicipais; Sustentabilidade Económico-Financeira; Tarifas.

[1]Economista, Técnico Superior do Departamento de Análise Económica e Financeira da ERSAR; filipe.ruivo@ersar.pt; Telefone: 210052200; Fax: 210052259.

[2] Economista, Directora do Departamento de Análise Económica e Financeira da ERSAR; alexandra.cunha@ersar.pt; Telefone: 210052200; Fax: 210052259.

[3] Agradecem-se os contributos e sugestões de João S. PIRES, Vogal do Conselho Directivo da ERSAR (Novembro 2006 - Julho 2010); joaosimaopires@gmail.com.

1. O papel da regulação económica

1.1. Aspectos gerais

Em contextos caracterizados pela existência de um Estado de direito, um regime político democrático e uma economia de mercado, como é o caso de Portugal e demais estados membros da União Europeia, a doutrina vertida na literatura de Economia Política há muito sistematizou três domínios clássicos de intervenção do Estado na economia: (1) a provisão de bens públicos, também referidos como bens sociais[4], e correcção de falhas de mercado; (2) a redistribuição do rendimento e da riqueza e a (3) promoção da estabilidade macroeconómica.

A regulação económica de mercados imperfeitos, em particular, de indústrias com estruturas de mercado monopolísticas, insere-se no primeiro domínio, devendo ser objecto de melhoria contínua, suportada em análises do seu impacto em termos de bem-estar social. Em concreto, nos serviços de águas e resíduos, a intervenção regulatória do Estado surge com base na procura de correcção das seguintes falhas de mercado: (1) prestação dos serviços em regime de monopólios[5] de cariz local ou territorial, na medida em que os preços de monopólio tendem a ser mais altos que os preços resultantes de mercados concorrenciais e (2) existência de externalidades negativas a nível de saúde pública e da qualidade do ambiente resultantes de uma sub-óptima prestação destes serviços.

1.2. Modelos de regulação económica

Existindo uma grande diversidade de modelos de regulação económica, é frequente a procura da sua remissão para dois referenciais teóricos: a regulação por limitação do preço praticado ao longo de horizontes temporais plurianuais (*price cap*) e a regulação em ciclos mais curtos através de uma taxa de remuneração autorizada (*allowed rate of return* ou *cost plus*). O modelo de ***price cap***[6] caracteriza-se pela fixação de uma trajectória tarifária permitida à empresa prestadora do serviço, a qual vigora por um período de tempo alargado (normalmente de 5 anos). Desta forma, os riscos do investimento, do financiamento e da exploração do sistema estão na sua maioria do lado da empresa prestadora do serviço, sendo o efeito de desvios positivos ou negativos nos resultados por si apropriados ou suportados na íntegra. Por outro lado, o modelo de ***cost plus***[7] caracteriza-se pela revisão frequente (geralmente anual) das tarifas, as quais resultam duma análise crítica dos custos de exploração propostos, incluindo a amortização dos investimentos, e da aplicação de uma taxa de remuneração autorizada a uma base de capital. Em virtude da maior frequência de revisões tarifárias, este modelo apresenta menor risco para o operador do que o modelo de *price-cap.*

Embora, conceptualmente, o modelo de *price cap* seja equivalente à aplicação do modelo de *cost plus* numa óptica plurianual, dois aspectos fulcrais na distinção entre modelos de regulação económica são: (1) a tipologia de incentivos à eficiência e melhoria contínua neles vertida e (2) a forma como, *ex-post*, os desvios positivos ou negativos dos resultados são apropriados ou suportados pelas entidades gestoras vs. utilizadores dos serviços.

Em Portugal, no caso concreto das entidades gestoras concessionárias (EGC) de sistemas multimunicipais (SMM) de serviços de águas e resíduos, os contratos de concessão celebrados com o Estado Português e a prática já instituída pelo IRAR/ ERSAR consagraram um *de-facto* modelo de ***cost plus ex-post***[8]***,*** em que todos os desvios positivos ou negativos são passíveis de repercussão nos utilizadores dos serviços uma vez que a remuneração do capital social é sempre encarada como garantida.

[4] Conceito distinto é o da sua produção, que pode não ser directamente assegurada pelo Estado.

[5] O **sector das águas** constitui um caso típico de indústria de rede, configurando a gestão das respectivas infra-estruturas situações de monopólio natural, ou seja, onde se verificam rendimentos crescentes à escala em todo o nível de produção relevante. Isto significa que, devido a características específicas da função de custos desta indústria, nomeadamente a existência de custos fixos e "custos afundados" muito elevados, os custos médios são decrescentes no longo prazo, isto é, a escala óptima é atingida a um custo mínimo quando existe apenas uma só empresa a produzir a totalidade da quota de mercado. Com efeito, neste sector, a escala destes monopólios é local ou regional, na medida da abrangência geográfica de cada rede explorada (em alta ou em baixa). Constituindo o monopólio natural uma falha de mercado, no sentido de não ser concorrencial, a regulação do sector, designadamente a económica, surge como forma de reduzir a perda de bem-estar social e consequentes ineficiências resultantes da sua existência. Ao invés, no **sector dos resíduos** não existe um caso típico de monopólio natural por não se tratar de uma indústria de rede, podendo contudo argumentar-se, na componente em alta sobre o volume de investimentos e ineficiência na exploração de instalações de tratamento alternativas para uma mesma zona geográfica (Fonte: RASARP, 2008).

[6] Na Europa é aplicado em Inglaterra, País de Gales, Irlanda do Norte e Itália.

[7] Na Europa é aplicado na Bélgica (região da Valónia), Roménia, Eslováquia, Lituânia e Kosovo.

[8] Sem prejuízo de outras interpretações que possam surgir.

Os critérios para a fixação das tarifas ou valores garantidos das EGC de SMM de serviços de águas e resíduos encontram-se definidos nos anexos às respectivas Bases[9] dos contratos de concessão dos sistemas multimunicipais, sendo relevante referir os seguintes aspectos: (1) As tarifas são fixadas de forma a assegurar a protecção dos interesses dos utilizadores, a gestão eficiente do sistema e as condições de sustentabilidade necessárias para assegurar a qualidade do serviço durante e após o termo da concessão; (2) A concessionária deve aplicar um tarifário comum a todas as entidades gestoras utilizadoras a quem presta serviços[10] e (3) A concessionária deve aplicar um tarifário comum em todos os territórios em que seja responsável pela prestação de serviços a utilizadores finais domésticos e não domésticos[11].

2. A missão e o modelo de regulação da ERSAR

O Decreto-Lei n.º 277/2009, de 2 de Outubro, que aprova a Lei orgânica da Entidade Reguladora dos Serviços de águas e Resíduos (ERSAR, I.P), dispõe no artigo 3.º que: *"A ERSAR, I.P, tem por missão a regulação dos sectores dos serviços de abastecimento público de água, de saneamento de águas residuais urbanas e de gestão de resíduos urbanos (...)".*

A regulação[12] da ERSAR tem como objectivo principal a protecção dos interesses dos utilizadores dos serviços de águas e resíduos através da promoção da qualidade do serviço prestado e da garantia de tarifários socialmente aceitáveis. Deve no entanto fazê-lo tendo em conta a salvaguarda da viabilidade económica e dos legítimos interesses das entidades gestoras que prestam os serviços, assegurando a sustentabilidade do serviço no médio e no longo prazo e contribuindo para o reforço do tecido empresarial do sector, promovendo a sustentabilidade ambiental e a correcta aplicação das políticas definidas pelo governo para o sector. No actual estádio de desenvolvimento do País, a consolidação da regulação, enquanto instrumento moderno da intervenção do Estado, é imprescindível ao crescimento harmonioso deste sector e constitui um verdadeiro indicador de transição da actual fase de grande investimento infra-estrutural para uma nova fase de estabilização e elevada qualidade de serviço prestado aos utilizadores. Neste contexto, a actuação da ERSAR deve pautar-se pelos princípios de competência, isenção, imparcialidade e transparência, e ter em conta, de forma integrada, as vertentes técnica, económica, jurídica, ambiental, de saúde pública, social e ética, que devem caracterizar estes serviços.

O modelo de regulação sectorial desenvolvido pelo IRAR/ ERSAR para o sector de águas e resíduos em Portugal continental toma em consideração o quadro de empresarialização que foi definido pelo Decreto-Lei n.º 379/93, de 5 de Novembro[13], passando pela regulação estrutural[14] do sector, pela regulação comportamental[15] das entidades gestoras prestadores destes serviços públicos essenciais,

[9] Bases XIV e XV do anexo ao Decreto-Lei nº 162/96, de 4 de Setembro, Bases XIII e XIV do anexo ao Decreto-Lei nº 294/94, de 16 de Novembro, Bases XIV e XV do anexo ao Decreto-Lei nº 319/94, de 24 de Dezembro, todas com as alterações introduzidas pelo Decreto-Lei n.º 195/2009, de 20 de Agosto, onde a fixação das tarifas obedece aos seguintes critérios: (1) assegurar, dentro do período da concessão, a amortização do investimento inicial a cargo da concessionária, deduzido das comparticipações e subsídios a fundo perdido; (2) assegurar a manutenção, reparação e renovação de todos os bens e equipamentos afectos à concessão; (3) assegurar a amortização tecnicamente exigida de eventuais novos investimentos de expansão e diversificação do sistema especificamente incluídos nos planos de investimento autorizados; (4) atender ao nível de custos necessários para uma gestão eficiente do sistema e à existência de receitas não provenientes das tarifas; (5) assegurar a recuperação dos encargos que legalmente impendam sobre a prestação dos serviços, nomeadamente os de natureza tributária e (6) assegurar uma adequada remuneração dos capitais próprios da concessionária.

[10] Quando aplicável, para efeitos de apuramento dos custos dos serviços prestados aos utilizadores finais, a concessionária deve utilizar como preço de transferência este tarifário.

[11] A aplicação por uma concessionária de tarifários distintos a utilizadores da mesma natureza carece de justificação por razões ponderosas de ordem técnica ou económica.

[12] A regulação é um instrumento que visa criar os resultados de eficiência e protecção dos utilizadores tendencialmente obtidos de forma natural em mercados concorrenciais. O facto de estes serviços constituírem um monopólio natural de base local ou regional condiciona a concorrência no sector, não podendo o utilizador escolher a entidade gestora que deseja nem a relação preço-qualidade que considera mais conveniente. Além disso, não existindo regulação, as entidades prestadoras dos serviços não têm os incentivos necessários à melhoria da eficácia e eficiência e aumentam as hipóteses de os seus interesses prevalecerem sobre os interesses dos utilizadores dos serviços

[13] O Decreto-Lei n.º 379/93, de 5 de Novembro, que atribui ao Estado a responsabilidade pela prestação destes serviços, no caso dos SMM, prevê a possibilidade da sua concessão a empresas de capitais maioritariamente públicos (…).

[14] Ao nível da **regulação estrutural**, a ERSAR monitoriza as estratégias nacionais para o sector, acompanhando a sua aplicação e reportando periodicamente as evoluções e os condicionamentos, cabendo-lhe ainda elaborar propostas de nova legislação ou de actualização de legislação para o sector;

[15] Ao nível da **regulação comportamental**, a ERSAR assegura a monitorização legal e contratual das entidades gestoras ao longo do seu ciclo de vida; assegura a regulação económica promovendo a regulação de preços para garantir tarifas eficientes e socialmente aceitáveis sem prejuízo da sustentabilidade económica e financeira das entidades gestoras; assegura a regulação da qualidade de serviço avaliando o serviço aos consumidores e comparando as EGC entre si (*benchmarking*), através da aplicação de um sistema de indicadores, de forma a promover a eficiência; realiza a análise de reclamações de utilizadores e promove a resolução entre estes e as entidades gestoras.

e por fim pelo desenvolvimento de actividades regulatórias complementares[16]. As três valências do modelo regulatório devem funcionar de forma articulada, permitindo operacionalizar uma intervenção coerente. Por se tratar de um sector relativamente estático, com uma alteração lenta das condições de mercado e das tecnologias, tende a justificar-se uma tendência de prevalência da regulação dos comportamentos das entidades gestoras sobre a regulação estrutural do sector, visando impedir explicitamente eventuais comportamentos indevidos.

3. A intervenção regulatória da ERSAR na vertente económica no caso dos SMM de águas e resíduos

3.1. Enquadramento legal

A regulação económica das EGC de SMM de serviços de águas e resíduos em Portugal tem enquadramento geral na alínea d) do nº 1 do artigo 5.º do Decreto-Lei nº 277/2009, de 2 de Outubro, que aprova a lei orgânica da ERSAR, nomeadamente onde se refere: *"São atribuições da ERSAR (...) assegurar a regulação económica das entidades gestoras, garantindo a prática de preços que, num ambiente de eficiência e eficácia na prestação do serviço, permitam assegurar a viabilidade económica e financeira dessas entidades"*.

A defesa dos interesses dos utilizadores no fornecimento de bens e serviços de interesse vital para as populações, em termos de qualidade e preço dos serviços, salvaguardando simultaneamente a sustentabilidade económica e financeira dos respectivos operadores, exige uma explícita intervenção da entidade reguladora. Com efeito a alínea g) do n.º 2 do artigo supra-citado prevê que: *"São ainda atribuições da ERSAR (...) Supervisionar e avaliar as tarifas e outros aspectos económico-financeiros de entidades gestoras, nomeadamente emitindo pareceres, propostas e recomendações"*.

3.2. O universo de concessionárias reguladas

Encontram-se sujeitas à actuação da ERSAR, no âmbito das suas atribuições[17], as EGC de SMM de serviços de águas e resíduos que actuam nos respectivos sectores através de concessão do serviço. Em 2009, a intervenção da ERSAR incidiu sobre 35 EGC de SMM (Quadro 1)[18].

Quadro 1: SMM de serviços de águas e resíduos em 2009: EGC`s

Serviços prestados	Entidades Gestoras Concessionárias	Número
Abastecimento de água	AdCávado, AdDPaiva e EPAL[1]	3
Saneamento de águas residuais	Sanest, Simlis, Simria, Simtejo e Simarsul	5
Abastecimento de água e de saneamento de águas residuais	AdNAlentejano, AdCAlentejo, AdTMADouro, AdCentro, AdMondego, AdAlgarve, AdAve, AdMLima, AdSAndré, AdOeste e AdZCôa	11
Gestão de resíduos urbanos	Valorsul, Algar, Suldouro, Braval, Resulima, Valorminho, Valorlis, Ersuc, Amarsul, Resioeste, Resat, Valnor, Rebat, Residouro. Resiestrela e Resinorte	16

[1] Por Delegação, não sendo objecto da análise apresentada.

Com efeito, realça-se o facto da população servida pelos SMM representar cerca de dois terços da população portuguesa[19], abrangendo mais de metade dos 308 municípios portugueses em cada um dos serviços prestados (Quadro 2).

[16] A nível das **actividades regulatórias complementares**, a ERSAR assume o compromisso de garantia da transparência e do acesso à informação sobre o sector. Elabora e divulga regularmente informação rigorosa e acessível; apoia tecnicamente as entidades gestoras, através de publicações e acções de formação, frequentemente em parceria com centros de saber e dá resposta a questões diversas colocadas por todos os intervenientes do sector.

[17] Artigo 4.º do Decreto-Lei nº 277/2009, de 2 de Outubro.

[18] Devido a processos de fusão entretanto ocorridos, nomeadamente entre a AdCávado, AdAve e ÁdMLima (Águas do Noroeste), entre a Resat, Rebat e Residouro em conjunto com a Associação de Municípios do Vale do Douro Norte e a Associação de Municípios do Vale do Ave (Resinorte), e entre a Valorsul e a Resioeste (Valorsul) o número de EGC viria a diminuir para 30.

[19] 10,6 Milhões de habitantes em 2005 (Fonte: Instituto Nacional Estatística).

Quadro 2: SMM de serviços de águas e resíduos em 2009: população e concelhos

Serviços prestados	População abrangida (Milhões habitantes)		Concelhos abrangidos	
	Nº	% sobre total	Nº	% sobre total
Abastecimento de água	7,11	*67%*	183	*59%*
Saneamento de águas residuais	6,60	*62%*	188	*61%*
Gestão de Resíduos Urbanos	5,84	*55%*	161	*52%*

Fonte: RASARP 2008

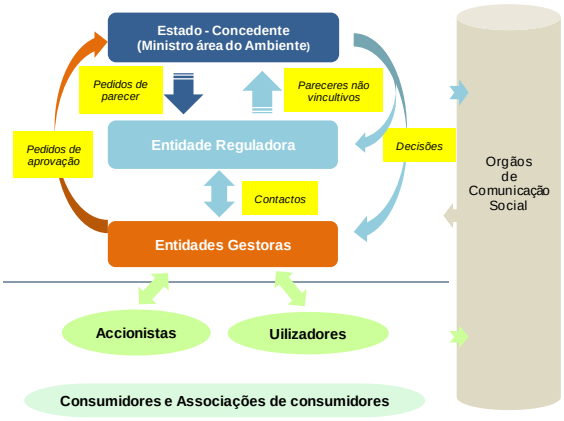
3.3. Os intervenientes no processo de regulação

Nas concessões de SMM de serviços de águas e resíduos são sequencialmente intervenientes no processo de definição tarifária as EGC dos SMM, a ERSAR e o Ministro responsável pela área do ambiente, enquanto representante do Estado (na qualidade de Concedente). Este quadro institucional caracteriza-se igualmente pelos seguintes aspectos particulares:

- O Ministro responsável pela área do ambiente, para além de representante do Estado (na qualidade de Concedente), também tutela a ERSAR[20], e por via do grupo Águas de Portugal, detém igualmente influência sobre as EGC como accionista;[21]
- As EGC são em regra empresas detidas maioritariamente pelo Estado através do grupo Águas de Portugal, SGPS, SA[22], sendo o remanescente do capital usualmente detido pelos Municípios utilizadores dos serviços *"em alta"* prestados por estas entidades gestoras.

São partes interessadas neste processo de regulação, os accionistas[23] das EGC, os utilizadores[24] dos SMM, órgãos de comunicação social, consumidores e suas associações (Figura 1).

Figura 1: Os intervenientes no processo de regulação dos sistemas multimunicipais



A ERSAR, de forma autónoma, emite o seu parecer não vinculativo dirigido ao Estado, enquanto Concedente destes serviços, recomendando a decisão que se afigura mais adequada sobre o

[20] Sem prejuízo dos mecanismos de independência funcional, orgânica e financeira.

[21] Ao abrigo do disposto no nº 10, do artigo 4.º-A, do Decreto-Lei nº 379/93, de 5 de Novembro, com as alterações introduzidas pelos Decretos-lei nº 221, 222 e 223/2003, de 20 de Setembro, *"O Ministro responsável pela área do ambiente tem, relativamente às entidades gestoras de sistemas multimunicipais (…), poderes de fiscalização, direcção, autorização, aprovação e suspensão de actos das mesmas, podendo, para o efeito, dar directrizes vinculantes às administrações dessas entidades gestoras e definir as modalidades de verificação do cumprimento das directrizes emitidas"*.

[22] Com excepção da Braval.

[23] São accionistas das EGC de serviços de águas o Estado, através da participação da holding Águas de Portugal, e os municípios, que detêm participações minoritárias na quase totalidade das concessões multimunicipais. São accionistas das EGC de serviços de resíduos o Estado, através das empresas detidas pela Empresa Geral de Fomento (*sub-holding* do grupo Águas de Portugal), os municípios, através de participações minoritárias (com excepção da Braval), e empresas privadas, através de participações minoritárias na Braval, na Valorsul e na Ersuc.

[24] Ao abrigo do nº 4, do artigo 3.º, do DL379/93, de 5 de Novembro, "*são considerados utilizadores, (…), os municípios, no caso de sistemas multimunicipais, e qualquer pessoa singular ou colectiva, pública ou privada, no caso de sistemas municipais ou da distribuição directa integrada em sistemas multimunicipais*."

orçamento e tarifário[25] de cada EGC, competindo ao Concedente a decisão final sobre orçamentos e projectos tarifários (OPT).

3.4. O ciclo de análise de orçamentos e projectos tarifários

A ERSAR intervém no ciclo anual ou plurianual de análise de OPT de EGC multimunicipais[26], através de um conjunto de procedimentos regulatórios cíclicos.

Até 30 de Junho do ano anterior a que respeita o orçamento e tarifário, a ERSAR e as EGC estabelecem contactos com vista à adopção de trajectórias tarifárias plurianuais, sendo o resultado final do processo de acordo comunicado ao Concedente.

Até 31 de Julho, a ERSAR remete a todas as EGC um conjunto de recomendações gerais para efeitos de elaboração das propostas de OPT de âmbito anual ou plurianual, incluindo projecções de variáveis macroeconómicas.

Até 30 de Setembro, as EGC enviam ao Concedente e à ERSAR as propostas de OPT[27] relativas ao período anual ou plurianual seguinte. No prazo de 45 dias úteis contados da recepção de cada proposta de OPT, a ERSAR aprecia e deverá emitir projecto de parecer sobre a mesma e remete-o à EGC para exercício de contraditório[28], devendo esta pronunciar-se para o efeito no prazo de 10 dias úteis. No prazo de 15 dias úteis contados da recepção da resposta da EGC, a ERSAR deverá emitir parecer final não vinculativo sobre a proposta de OPT, e submete-o à consideração do Concedente para decisão final relativa à aprovação da tarifa e do orçamento.

O Concedente informa posteriormente a EGC e a ERSAR da decisão tomada sobre a proposta de OPT, procedendo a ERSAR à publicação das tarifas aprovadas no respectivo portal e sítio da Internet.

3.5. Metodologia de análise de orçamentos e projectos tarifários

A análise das propostas de OPT de concessionárias multimunicipais é um processo bastante complexo, sendo efectuada com recurso a uma *check-list* e a um modelo quantitativo específico da ERSAR, podendo-se resumir nas seguintes etapas:

- Avaliação do grau de conformidade da proposta de OPT com a lei, nomeadamente com a Portaria n.º 1275/2003, de 7 de Novembro, ou seja, se está em condições de poder ser analisada e se foram remetidos todos os elementos necessários;
- Avaliação do grau de cumprimento das Recomendações emitidas pela ERSAR e da materialidade do impacto de não observâncias identificadas;
- Análise do tarifário proposto pela empresa, nomeadamente se são tarifas de equilíbrio[29] ou tarifas necessárias[30], e se o cálculo está efectuado de acordo com o estipulado no contrato de concessão e taxas de inflação actualizadas, no caso de serem propostas tarifas de equilíbrio;
- Análise crítica da evolução operacional da EGC nos três principais drivers do custo do serviço (investimento, nível de actividade e pessoal) estabelecendo objectivos mais desafiantes para as EGC:

[25] Os tarifários aplicados aos utilizadores produzem efeitos a partir do início do exercício económico a que respeitam, independentemente da sua data de aprovação, e podem ser fixados, por decisão do Concedente, ouvida a entidade reguladora, para um horizonte temporal mínimo de um ano e máximo de três anos.

[26] Ao abrigo da sua lei orgânica e do Despacho do MAOTDR n.º 11981/2009, de 8 de Maio, que aprova a possibilidade de adopção de trajectórias tarifárias plurianuais.

[27] A proposta é remetida em suporte digital, com acesso às fórmulas e ligações entre as diferentes folhas de cálculo e ficheiros, evidenciando os cálculos realizados, acompanhada de relatório fundamentando as projecções constantes do modelo, assim como as desconformidades com as recomendações da ERSAR;

[28] O período de contraditório suspende o prazo de 60 dias previsto para aprovação do Concedente nas Bases dos contratos de concessão de sistemas multimunicipais.

[29] As "**tarifas de equilíbrio**" resultam do caso base do modelo financeiro anexo ao contrato de concessão (frequentemente designado por EVEF – Estudo de Viabilidade Económica e Financeira) e são aplicadas durante o período de investimento inicial e enquanto as condições de exploração não permitirem que a facturação se processe sobre as quantidades efectivamente medidas.

[30] As "**tarifas necessárias**" resultam do projecto tarifário que integra o orçamento e são aplicadas após o período de investimento inicial**.** Visam assegurar a cobertura dos encargos orçamentados para determinado ano, incluindo a remuneração anual dos accionistas, e em cujo cálculo é considerada a estimativa das quantidades totais a facturar.

- Ao nível do investimento, análise do estádio de concretização do plano global de investimentos e desempenho no timing de execução face ao previsto no contrato de concessão[31]; da inclusão de investimentos não previstos no contrato de concessão e ainda não aprovados pelo Concedente; de variações pouco razoáveis do custo total orçamentado de projectos já autorizados e do cronograma de realização financeira previsto.
- Ao nível da evolução do volume de actividade, análise conjugada da evolução das quantidades com o grau de execução dos investimentos;[32] [33]
- Ao nível da evolução do pessoal da empresa, análise da sua adequabilidade atendendo à comparação da produtividade física do trabalho da empresa com outras empresas do sector.

- Análise das rubricas de custos e proveitos previsionais, recorrendo a séries históricas longas, a custos unitários, ao impacto dos ajustamentos efectuados ao nível dos investimentos, actividade e pessoal, aos ajustamentos decorrentes do incumprimento das recomendações, a pressupostos adoptados e a *benchmarking* (comparação com outras EGC do sector);
- Análise da posição dos accionistas das entidades gestoras, nomeadamente quantificando eventuais resultados em excesso ou prejuízos acumulados;
- Cálculo de uma tarifa necessária do exercício adequada para cada actividade à luz da evolução operacional, económica e financeira da empresa, quer em termos históricos, quer previsionais, de acordo com a seguinte fórmula:

$$T_t = (C_t - P_t) / Q_t \qquad (1)$$

"em que:

T - tarifa necessária do exercício

t - ano a que se refere a proposta de OPT

C - custos totais previsionais revistos

P - proveitos não tarifários previsionais

Q - quantidades previsionais a facturar".

Para efeitos de decisão final sobre a trajectória tarifária a aplicar, o parecer emitido pela ERSAR atende cumulativamente a outras considerações, tais como:

- Os méritos de uma trajectória tarifária prudente e não volátil, evitando aumentos abruptos e reduções não sustentáveis;
- A defesa do interesse dos utilizadores, nomeadamente a necessidade de mitigar o impacto nos municípios utilizadores de um aumento concentrado no tempo de magnitude muito elevada;
- A sustentabilidade económico-financeira do sistema multimunicipal no quadro do período da concessão, nomeadamente a necessidade de aumentar o grau de recuperação de custos de forma a melhorar o equilíbrio económico-financeiro da concessionária;
- O eventual nível acumulado de resultados excedentários ou de prejuízos acumulados (incluindo saldos de remuneração dos accionistas em dívida).

No parecer emitido pela ERSAR podem ser ainda incluídas outras recomendações visando um melhor funcionamento do sistema e a correcção de desconformidades legais e contratuais, dirigidas quer à EGC, quer ao Concedente.

[31] Argumento para fundamentar passagem de regime de tarifa de equilíbrio para tarifa necessária.

[32] No caso do saneamento, identificação da fracção de caudais de efluentes fisicamente recolhidos que já são objecto de medição e análise crítica da política de facturação seguida pela empresa.

[33] No caso dos resíduos, análise do impacto da recepção de resíduos industriais não perigosos (RINP) na exaustão da capacidade de deposição em aterro; avaliação de potenciais problemas de concorrência associados à recepção de RINP (quantidades e tarifas praticadas); e avaliação da razoabilidade das projecções de quantidades de resíduos recolhidos selectivamente face aos meios afectos a esta actividade (incluindo os proveitos da recolha selectiva).

4. Análise da intervenção regulatória da ERSAR na vertente económica

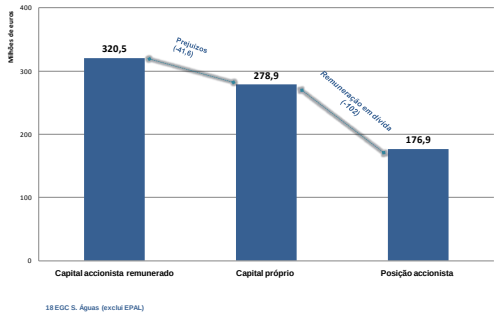
Tendo presente o modelo de ***cost plus ex-post*** que tem sido aplicado às EGC de SMM, pode colocar-se em questão qual o propósito e a mais-valia da intervenção da ERSAR na regulação económica destas EGC, especialmente por se tratar de entidades que integram o sector empresarial do Estado, detendo este influência como accionista sobre as mesmas. Para responder a esta questão, apresentam-se alguns dados globais caracterizadores dos efeitos dessa intervenção.

Assim, para o período em questão (2004-2009), o resultado da intervenção da ERSAR em termos de OPT aprovados e subsequente desempenho financeiro das EGC de SMM é analisado em separado para os SMM de serviços de águas e para os SMM de serviços de gestão de resíduos.

4.1. Sistemas multimunicipais de serviços de águas

Em 2009, cerca de um terço das EGC de SMM de serviços de águas apresenta uma situação financeira preocupante quanto à sua sustentabilidade e quanto à recuperação do capital investido através de tarifários socialmente aceitáveis, conforme resume a Figura 2.

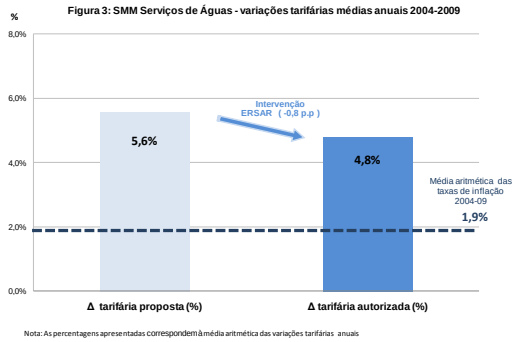
Figura 2: SMM de Serviços de Águas - Situação patrimonial em 2009



18 EGC S. Águas (exclui EPAL)

A actual situação de insustentabilidade económico-financeira das EGC de serviços de águas tem justificação em vários factores, tais como: (1) estimativas excessivamente optimistas da procura; (2) sobredimensionamento das infra-estruturas face à procura real dos serviços; (3) desvios de custos significativos na concretização dos planos de investimento; (4) acumulação de défices de facturação por não aplicação de valores mínimos previstos contratualmente; (5) acumulação de elevados saldos em dívida dos municípios de difícil recuperação; (6) níveis insuficientes de geração de fluxos de caixa operacionais e (7) o impacto de novas opções tecnológicas ou novos investimentos não previstos inicialmente no contrato de concessão, aprovados ou impostos pelo Concedente.

Figura 3: SMM Serviços de Águas - variações tarifárias médias anuais 2004-2009

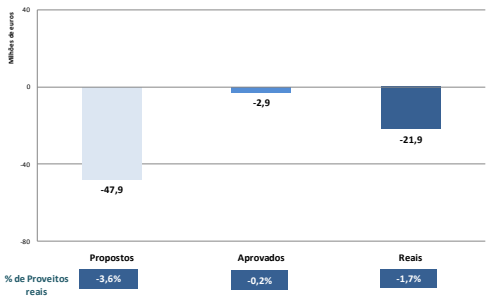


Nota: As percentagens apresentadas correspondem à média aritmética das variações tarifárias anuais

Neste quadro, no período 2004-2009 a intervenção da ERSAR tem permitido a aplicação de menores variações tarifárias anuais, próximas das propostas pelas EGC em sede de OPT (embora em média ligeiramente inferiores) conforme ilustra a Figura 3.

Assim, a ênfase tem sido colocada na análise crítica dos orçamentos propostos no sentido de estimular as EGC a alcançarem melhores resultados, conforme se tem verificado (Figura 4).

Figura 4: SMM Serviços de Águas - Resultados líquidos totais 2004-2009



Nota: Soma de valores a preços correntes de todos os SMM de serviços de águas com com excepção da EPAL

Com efeito, estas EGC têm de forma global conseguido atingir resultados líquidos reais visivelmente mais favoráveis que os orçamentados. Tal ocorreu apesar de os proveitos reais se terem situado sistematicamente aquém dos orçamentados (em virtude de práticas de subfacturação contrárias às recomendações do regulador), comprovando-se assim a existência de uma tendência de sobreorçamentação de custos.

4.2. Sistemas multimunicipais de serviços de resíduos

Em 2009, a maioria das EGC de serviços de resíduos encontram-se numa situação económica e financeira muito robusta, com resultados superiores aos definidos nos contratos de concessão, acumulando resultados em excesso sobre a forma de resultados transitados que permitem atingir níveis de capitalização apreciáveis, conforme resume a Figura 5. Os resultados em excesso representam mais de dois terços do capital accionista investido e a remuneração dos accionistas encontra-se assegurada. No período 2004-09, e atendendo aos legítimos interesses dos utilizadores destes serviços prestados em regime de monopólio, da intervenção do regulador têm resultado tarifas sempre significativamente inferiores às propostas pelas EGC, conforme se observa na Figura 6.

Figura 5: SMM de Serviços de Resíduos - Situação patrimonial em 2009

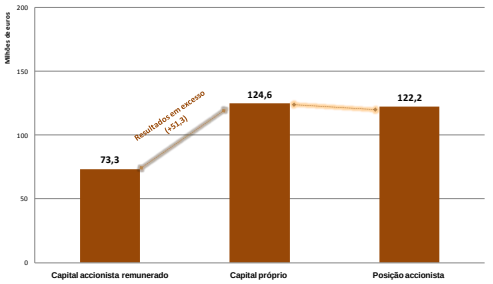
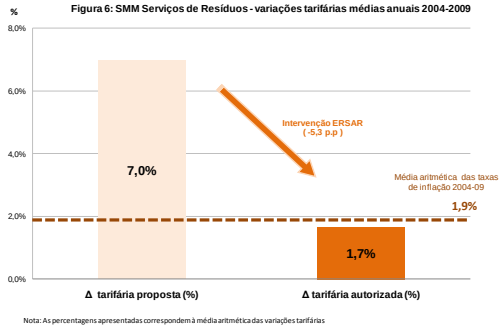


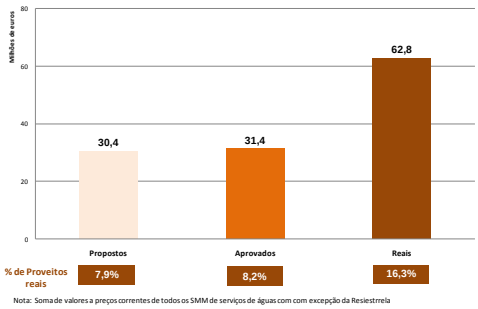
Figura 6: SMM Serviços de Resíduos - variações tarifárias médias anuais 2004-2009



Nota: As percentagens apresentadas correspondem à média aritmética das variações tarifárias

Não obstante as reduções tarifárias aprovadas sob proposta da ERSAR, estas EGC têm mesmo assim conseguido obter resultados muito acima dos necessários (praticamente o dobro dos orçamentados), o que comprova uma prática de sobreorçamentação de custos (Figura 7).

Figura 7: SMM Serviços de Resíduos - Resultados líquidos totais 2004-2009



Nota: Soma de valores a preços correntes de todos os SMM de serviços de águas com com excepção da Resiestrela

Perante estes indicadores, poder-se-á legitimamente alegar que a intervenção regulatória tem pecado por excessiva modéstia e prudência. Todavia importa ter presente alguns dos principais desafios que ainda se colocam a este sector, designadamente: (1) a antecipação do esgotamento de aterros; (2) as dificuldades institucionais na definição da localização territorial de novas unidades de tratamento e (3) novas opções tecnológicas não previstas nos respectivos contratos de concessão e que têm onerado significativamente os investimentos realizados no passado recente e previstos para os próximos anos (v.g. unidades de valorização orgânica e unidades de tratamento mecânico-biológico).

A intervenção da ERSAR tem-se caracterizado por corrigir práticas de sobreorçamentação e assegurar que os resultados em excesso são repercutidos em benefício dos utilizadores dos serviços.

4.3. O funcionamento do ciclo regulatório

Com base na experiência acumulada, importa elencar alguns aspectos positivos bem como áreas de melhoria no funcionamento do

ciclo de regulação económica das EGC de SMM de águas e resíduos. Como aspectos positivos, são de assinalar: (1) o cumprimento de prazos legais para envio dos OPT; (2) a observância da generalidade das recomendações emitidas pela ERSAR e (3) a adopção dos tarifários propostos pela ERSAR e aprovados pelo Concedente. PO outro lado, como aspectos negativos, onde existe espaço para melhoria, são de assinalar: (1) a tendência de sobreorçamentação de custos de exploração e de excessivo optimismo na realização física e financeira dos investimentos previstos; (2) a tendência de suborçamentação de proveitos não tarifários e de quantidades a facturar, o que conjugado com a sobreorçamentação de custos resulta no apuramento de tarifas necessárias do exercício mais elevadas; (3) o incumprimento de algumas recomendações emitidas pela ERSAR; (4) algumas projecções pouco realistas ou debilmente fundamentadas; (5) a inclusão sistemática de investimentos não previstos no contrato de concessão e ainda não autorizados pelo Concedente; (6) a ainda insuficiente capacidade de resposta da entidade reguladora face ao desejado, essencialmente por

falta de recursos humanos, com consequências ao nível dos prazos estabelecidos e (7) a resistência das entidades gestoras à adopção de trajectórias tarifárias plurianuais, que permitiriam reduzir o esforço consumido por este ciclo regulatório.

5. Conclusões

Devido ao quadro institucional, legal e contratual aplicável aos SMM de águas e resíduos e atendendo à sua lei orgânica, os poderes de regulação económica que a ERSAR detém sobre as EGC são moderados, comparativamente a outras entidades reguladoras estrangeiras congéneres.

Com efeito, tendo presente o modelo de ***cost plus ex-post*** que tem sido *de-facto* aplicado às EGC de SMM (em que todos os desvios positivos ou negativos são passíveis de repercussão nos utilizadores dos serviços uma vez que a remuneração do capital social é sempre encarada como garantida), poderia colocar-se em questão qual o propósito e mais-valia da intervenção da ERSAR na regulação económica destas EGC. Acresce que se tratam de entidades gestoras que integram o sector empresarial do Estado, detendo este influência como accionista sobre as mesmas.

No período 2004-2009, a intervenção da ERSAR no sector das águas, atendendo à sua fragilidade financeira, tem contrariado tendências de sobreorçamentação e estimulado as EGC a atingir melhores resultados do que os orçamentados, e no sector de gestão de resíduos as tarifas aprovadas sob proposta da ERSAR têm sido significativamente inferiores às propostas permitindo alguma repercussão de resultados acumulados em excesso em benefício dos utilizadores destes serviços.

Cumpre aqui salientar a importância vital da reintrodução de adequados mecanismos de incentivo à eficiência e melhoria contínua no quadro de regras aplicáveis a estas EGC, como forma de alinhar os interesses da sua gestão com os legítimos interesses dos utilizadores destes serviços.

Espera-se igualmente, a médio prazo, uma intervenção regulatória tendencialmente plurianual da ERSAR nas EGC de SMM tendo presente o Despacho do MAOTDR n.º11981/2009, de 8 de Maio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Instituto Nacional de Estatística, Estimativas de População Residente, Portugal, NUTS II, NUTS III e Municípios 2005; Informação à comunicação social em 7 de Agosto de 2006 (www. Ine.pt)

Marques, Rui Cunha. (2010). Regulation of Water and Wastewater Services: An International Comparison. IWA Publishing; ISBN 13:9781843393412.

Musgrave, Richard A., and Peggy B. Musgrave (1989), Public Finance in Theory and Practice, 5th ed., New York: McGraw-Hill.

Relatório Anual do Sector de Águas e Resíduos em Portugal (RASARP). (2008). Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos, volume 1-Caracterização Geral do Sector; ISBN: 978-989-8360-00-7.

A QUALIDADE DA ÁGUA DA RIBEIRA DE ALJEZUR, SW PORTUGAL: SEUS EFEITOS NAS ÁGUAS BALNEARES

Alexandra CRAVO[1]; José MENAIA[2]; Vitor NAPIER[2]

[1]acravo@ualg.pt - *Faculdade de Ciência e Tecnologia, CIMA, Universidade do Algarve; Campus de Gambelas, 8005-139 Faro, Portugal*

[2]jmenaia@lnec.pt – *Departamento de Hidráulica e Ambiente, Núcleo de Engenharia Sanitária, LNEC, Av. Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, Portugal*

RESUMO

Neste trabalho estudou-se a influência da descarga da ETAR, na Ribeira de Aljezur, na costa SW de Portugal. Para tal foram analisadas amostras de água de quatro campanhas de amostragem colhidas em época baixa (Maio de 2008 e Maio de 2009) e época alta (Setembro 2008 e Setembro 2009) e em diferentes condições de maré (viva, morta e intermédia). As amostras de água foram recolhidas à superfície, ao longo do dia e ao longo da ribeira (10 estações), desde imediatamente a montante da ETAR até à sua foz na Praia da Amoreira. Os parâmetros analisados foram: temperatura, pH, condutividade/salinidade, oxigénio dissolvido, CBO_5, sólidos suspensos totais, coliformes fecais, enterococos fecais, amónia, nitratos+nitritos, fosfatos, silicatos, clorofila *a* e feopigmentos.

O impacto da descarga da ETAR e, presumivelmente, de escorrências agrícolas na Ribeira de Aljezur foi mais evidente em época alta, na estação imediatamente a jusante da ETAR. Este impacto, anulou-se durante o percurso da água, muito antes de esta chegar às praias fluvial e de mar da Amoreira, cuja água apresentava um excelente qualidade microbiológica, de acordo com a Directiva 2006/7/CE, relativa à gestão da qualidade das águas balneares. Esta condição foi observada mesmo em condições de maré morta, aquela em que era menor a diluição pelo efeito de maré.

Contudo, nalguns pontos foram detectados indícios da ocorrência de florescências de cianobactérias na água da ribeira, o que merece ser objecto de monitorização posterior, de acordo com a Directiva 2006/7/CE.

Palavras-Chave: contaminação; ETAR; eutrofização; ribeira de Aljezur

1. INTRODUÇÃO

As zonas terminais das ribeiras costeiras, como a Ribeira de Aljezur, constituem sistemas estuarinos e lagunares de elevada complexidade, por estarem sujeitos a rápidas alterações morfológicas das suas embocaduras. Estas alterações podem conduzir frequentemente à interrupção temporária da comunicação da ribeira com o mar, em resultado da acção conjunta da agitação marítima, das correntes de maré e de caudais fluviais reduzidos ou intermitentes. As zonas costeiras, além das cargas poluentes associadas a escorrências de campos agrícolas, podem ter contribuições de outras fontes de contaminantes, como efluentes de Estações de Tratamento de Águas Residuais (ETAR).

A Ribeira de Aljezur insere-se no litoral do Parque Natural do Sudoeste Alentejano e Costa Vicentina de Portugal e desagua na Praia da Amoreira (Figura 1).

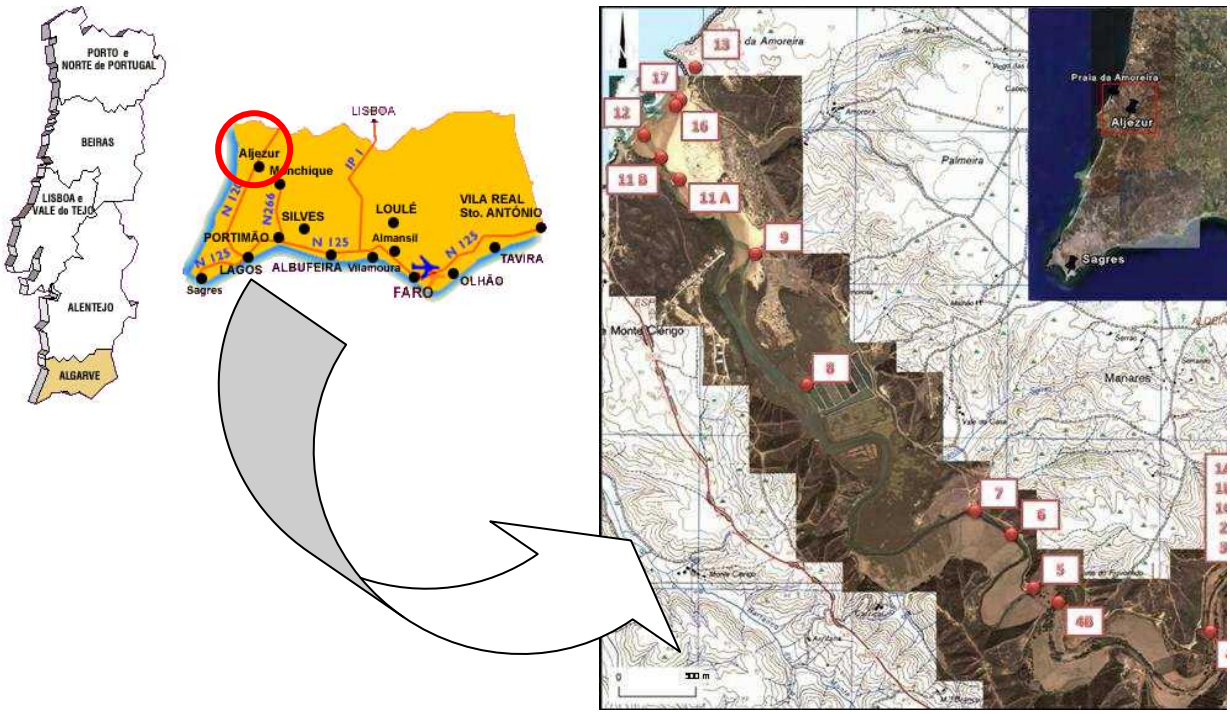


Figura 1. Localização da Ribeira de Aljezur. (Fontes: Imagens Google Earth e Carta Topográfica Militar).

Além de outras possíveis contribuições a montante, nos seus últimos 8 km a qualidade da água da ribeira, sofre a influência de várias potenciais fontes de contaminação, principalmente: i) da ETAR (a da foz), que serve uma população de ~ 2700 habitantes e que incluiu tratamento terciário com desinfecção por radiação ultravioleta; ii) do efluente de uma piscicultura iii) e de uma extensa área de sapal. Estas fontes podem contribuir para o aumento da contaminação microbiana e para a eutrofização das águas, que, na pior instância, pode incluir a florescência de cianobactérias potencialmente tóxicas. Tal pode representar um risco ambiental e de saúde pública devido à utilização destas águas, quer para contacto directo quer indirecto.

Neste trabalho investigou-se a eventual propagação do impacto das descargas do efluente tratado pela ETAR de Aljezur e de outras fontes potenciais de poluição na qualidade da água do meio receptor, particularmente na salubridade da água das praias fluvial e de mar da Amoreira.

Para tal foram analisadas séries de amostras de água colhidas ao longo da ribeira durante quatro campanhas. Estas foram efectuadas em épocas do ano contrastantes quanto a clima e ocupação turística de Aljezur, e com diferentes condições de maré.

2. MATERIAL E MÉTODOS

As campanhas de amostragem tiveram lugar na época baixa (6 de Maio de 2008 e 12 Maio de 2009) e na época alta (11 de Setembro 2008 e 8 Setembro 2009).

Foram analisadas amostras de água recolhidas à superfície, ao longo do dia em intervalos de 3 h de modo quase síncrono em todas as estações (~9 h), de forma a contemplar os períodos de maré extrema (Preia-mar e Baixa Mar) e os períodos intermédios, em que a corrente é mais forte (meia enchente e meia vazante). As amostras foram recolhidas longo da ribeira (10 estações), desde imediatamente a montante da ETAR até à sua foz, na Praia da Amoreira.

Os parâmetros analisados foram: temperatura, pH, condutividade/salinidade, oxigénio dissolvido medidos *in situ* com sondas específicas e CBO_5, sólidos suspensos totais, coliformes fecais, enterococos fecais, amónia, nitratos+nitritos, fosfatos, silicatos, clorofila *a* e feopigmentos analisados segundo os métodos descritos no Quadro 1.

Quadro 1. Parâmetros analisados e métodos analíticos específicos

Parâmetro	**Método Analítico**
Coliformes fecais	ISO 9308-1
Enterococos fecais	ISO 7899-2
NH_4^+	Espectrofotometria
$NO_3^- + NO_2^-$	Espectrofotometria
PO_4^{3-}	Espectrofotometria
SiO_4^-	Espectrofotometria
Clorofila *a* e feopigmentos	Espectrofotometria – Método de Lorenzen, 1963
CBO_5 (20ºC)	Método Manométrico
Sólidos suspensos totais	Filtração por Membrana seguido de método gravimétrico

Após a recolha de água, as amostras foram mantidas refrigeradas e transportadas para o laboratório da ETAR no prazo de 30 min. Aí, as amostras para nutrientes e clorofila *a* foram filtradas por membranas filtrantes (acetato de celulose 0,45 µm e fibra de vidro 0,7 µm). As membranas usadas para análise microbiológica foram imediatamente colocadas em placas com

meio de cultura, mantidas refrigeradas e transportadas para laboratório do LNEC, em Lisboa, onde se iniciou a sua incubação cerca de 5 h após a última amostragem. Os restantes parâmetros foram analisados neste laboratório, num período inferior a uma semana após amostragem.

O coeficiente de Pearson (*r*) foi utilizado como uma medida da correlação entre os parâmetros estudados, para um limite de confiança de mínimo de 95% (p <0,05).

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A variação média de coliformes fecais, enterococos fecais, azoto inorgânico total (amónia+nitratos+nitritos), fosfatos, silicatos, clorofila *a* + feopigmentos e carência bioquímica de oxigénio, ao longo do dia e das estações amostradas na Ribeira de Alzejur até à Praia da Amoreira, nas 4 campanhas realizadas em Maio e Setembro de 2008 e nos mesmos meses no ano seguinte, é apresentada nas Figuras 2-8.

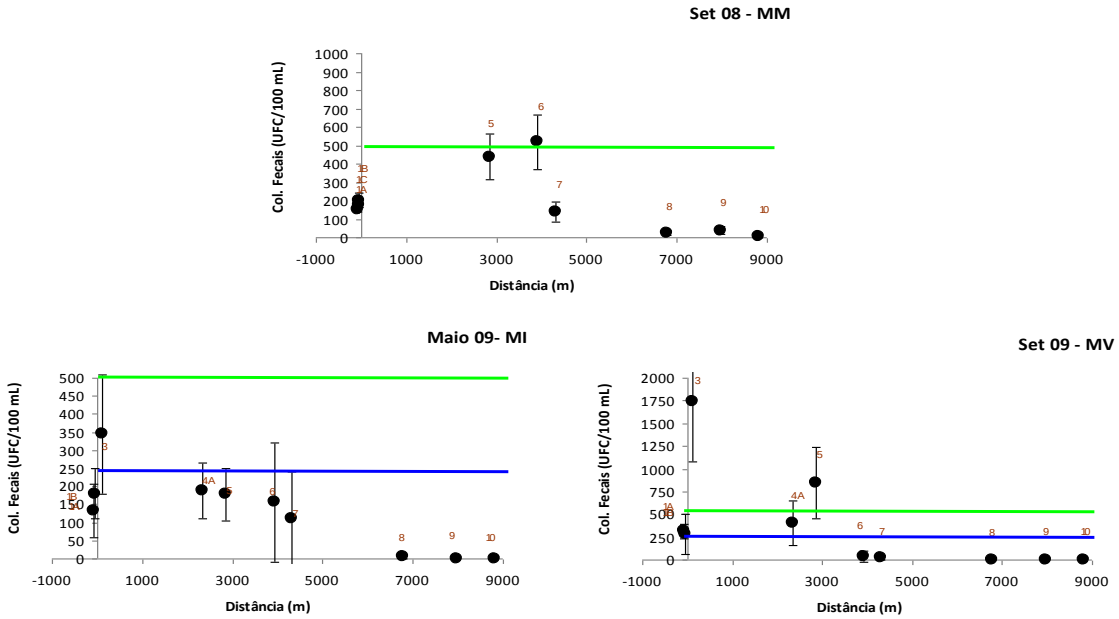


Figura 2. Variação da concentração média de coliformes fecais (UFC/100 mL) ao longo, da Ribeira de Alzejur até à Praia da Amoreira, durante as campanhas de Maio de 2008 e 2009 e Setembro de 2008 e 2009. MV= Maré Viva, MM= Maré Morta, MI= Maré Intermédia____ Qualidade Excelente; ____Qualidade Boa, para águas costeiras e de transição segundo a Directiva 2006/7/CE

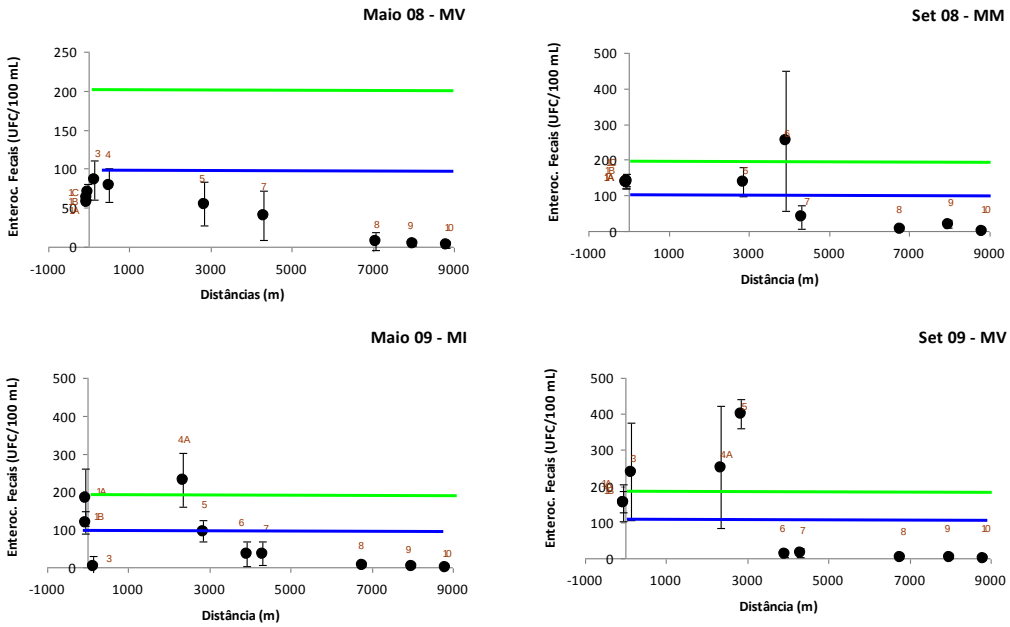


Figura 3. Variação da concentração média de enterococos fecais (UFC/100 mL) ao longo das estações amostradas na Ribeira de Alzejur até à Praia da Amoreira, nas campanhas realizadas em Maio e Setembro de 2008 e Maio e Setembro de 2009. MV= Maré Viva, MM= Maré Morta, MI= Maré Intermédia; ____ Qualidade Excelente; ____Qualidade Boa, para águas costeiras e de transição segundo a Directiva 2006/7/CE.

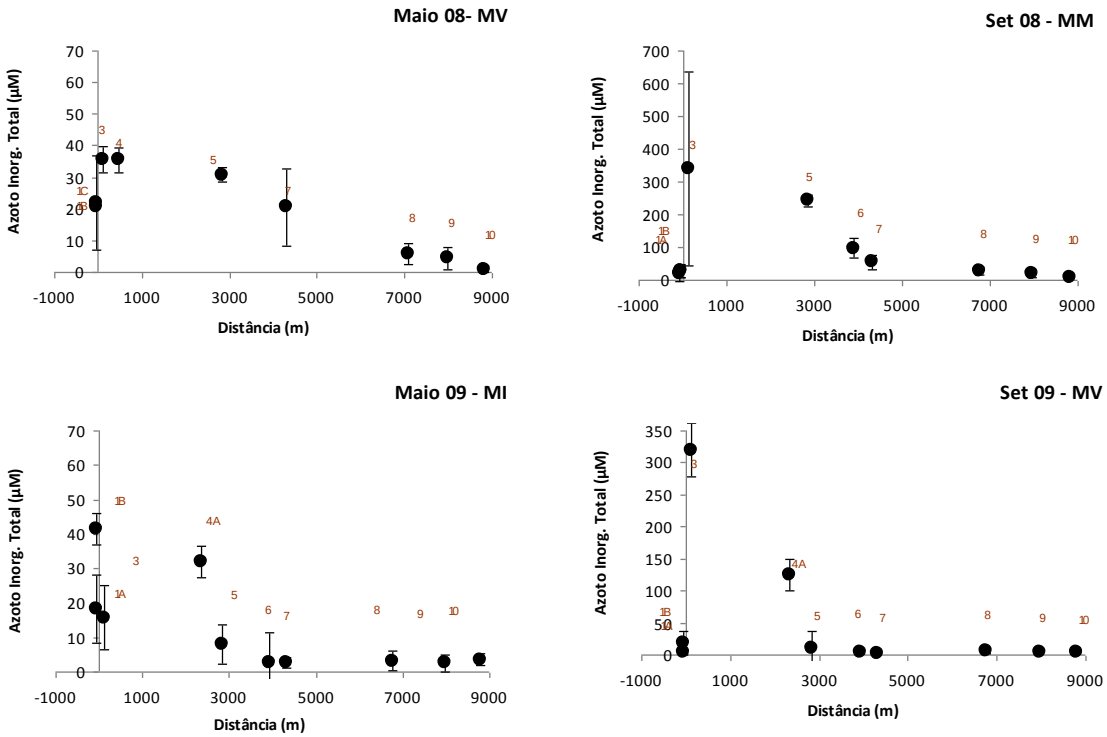


Figura 4. Variação da concentração média de azoto inorgânico total (µM) ao longo das estações amostradas na Ribeira de Alzejur até à Praia da Amoreira, nas campanhas realizadas em Maio de 2008 e 2009 e Setembro de 2008 e 2009. MV= Maré Viva, MM= Maré Morta, MI= Maré Intermédia

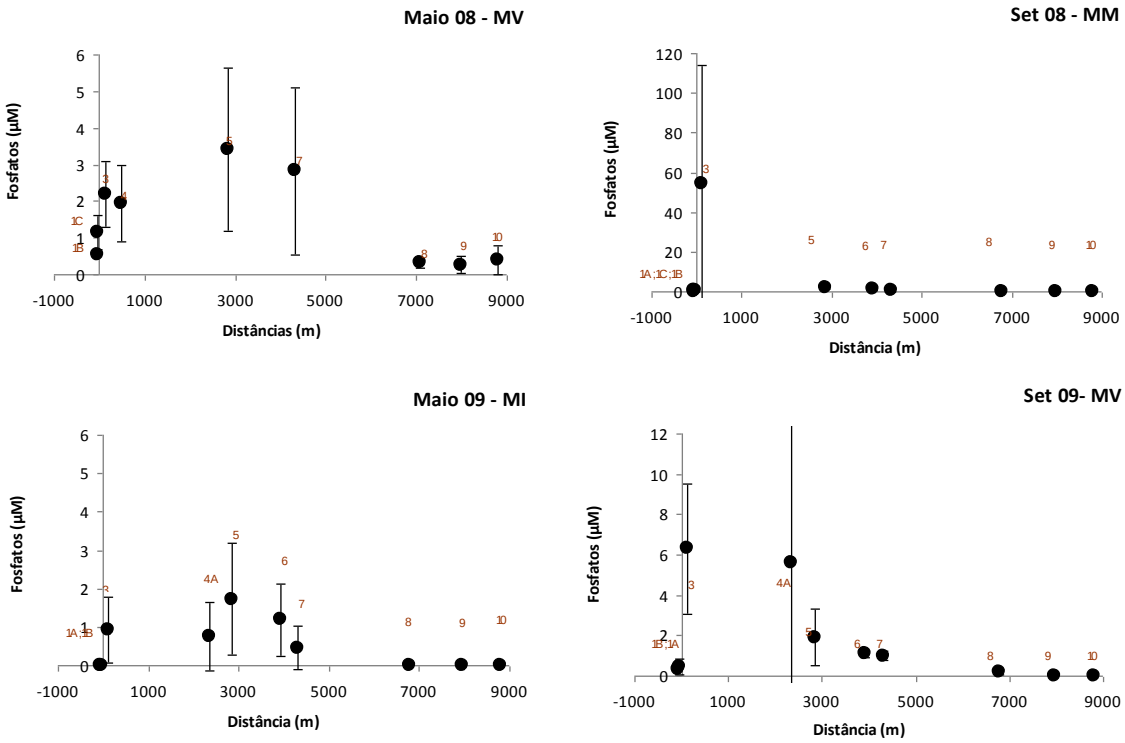


Figura 5. Variação da concentração média de fosfatos (µM) ao longo da Ribeira de Alzejur até à Praia da Amoreira, nas campanhas realizadas em Maio de 2008 e 2009 e Setembro de 2008 e 2009. MV= Maré Viva, MM= Maré Morta, MI= Maré Intermédia

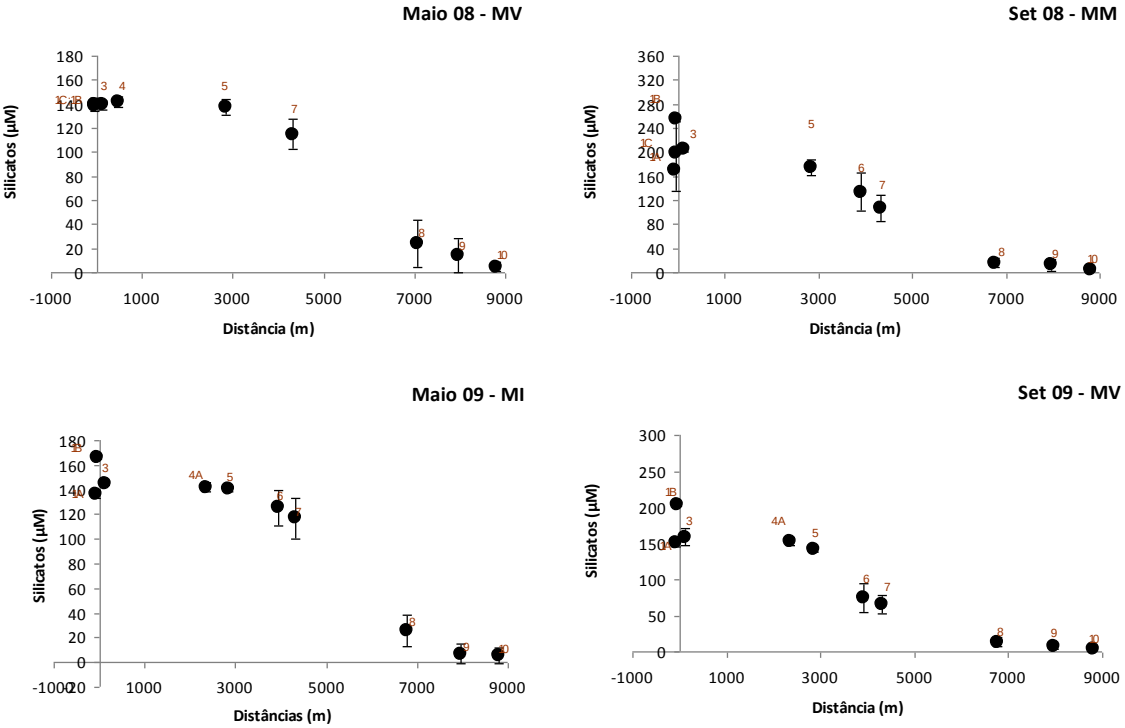


Figura 6. Variação da concentração média de silicatos (µM) ao longo da Ribeira de Alzejur até à Praia da Amoreira, nas campanhas realizadas em Maio de 2008 e 2009 e Setembro de 2008 e 2009. MV= Maré Viva, MM= Maré Morta, MI= Maré Intermédia

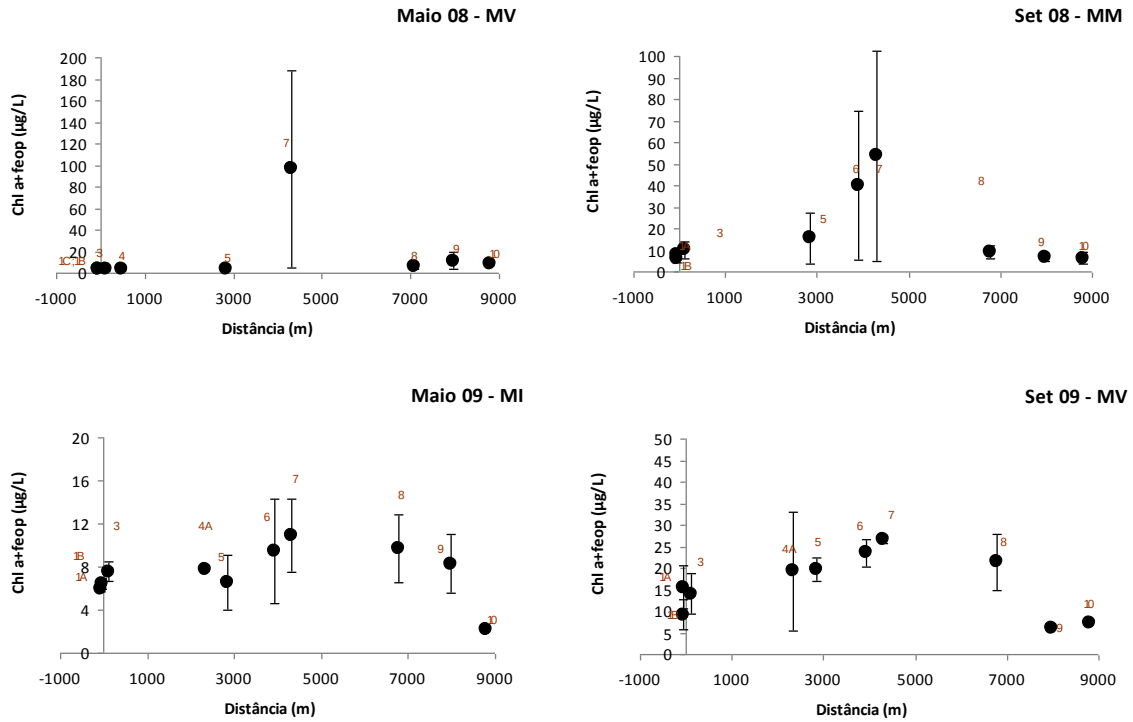


Figura 7. Variação da concentração média de clorofila *a* e feopigmentos ao longo da Ribeira de Alzejur até à Praia da Amoreira, nas campanhas realizadas em Maio de 2008 e 2009 e Setembro de 2008 e 2009. MV= Maré Viva, MM= Maré Morta, MI= Maré Intermédia

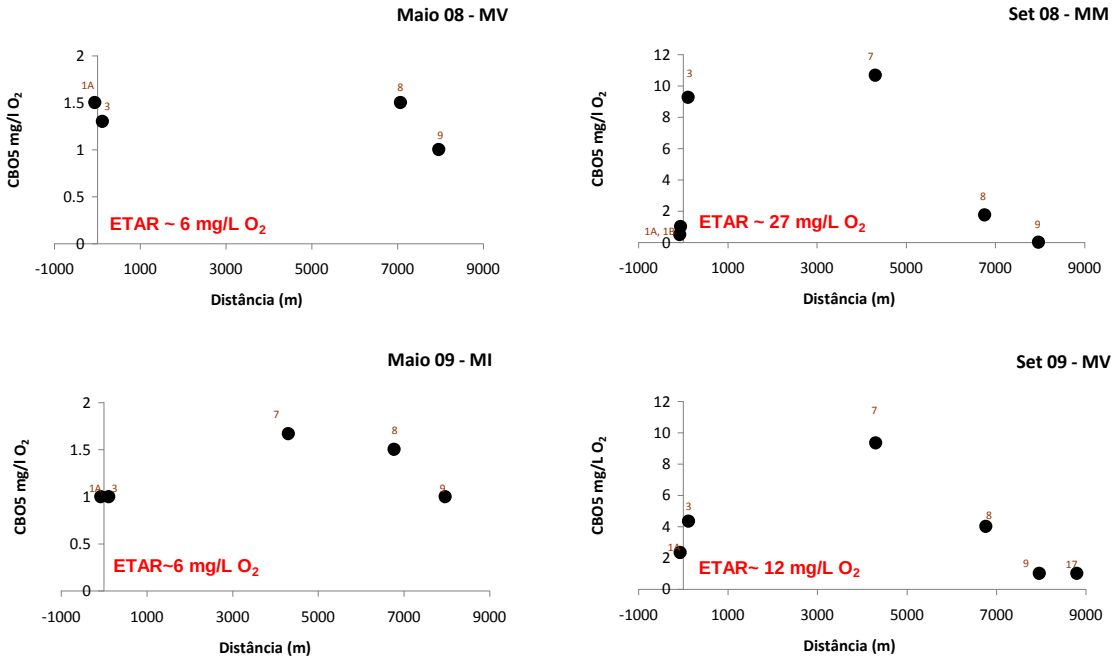


Figura 8. Variação média da carência bioquímica de oxigénio (CBO_5 mg/L O_2) ao longo da Ribeira de Alzejur até à Praia da Amoreira, nas campanhas realizadas em Maio de 2008 e 2009 e Setembro de 2008 e 2009. MV= Maré Viva, MM= Maré Morta, MI= Maré Intermédia

Como as Figuras 2, 4 e 5 mostram, as diferenças entre os valores observados para os parâmetros microbiológicos e para nutrientes na generalidade das amostras colhidas nas estações 1A e 1B, e na Estação 3, respectivamente situadas imediatamente a montante e jusante da descarga da ETAR, denotam algum impacto da ETAR na Ribeira de Aljezur. Este impacto, que se anulou durante o percurso da água muito antes de esta chegar às praias (estações 9 e 10), foi mais evidente em Setembro (épocas alta e mais seca), quer de 2008 quer de 2009, relativamente às amostragens de Maio (época baixa) em que é maior o caudal da ribeira.

Embora sem que tal apresentasse uma tendência sistemática, na maioria das campanhas assistiu-se a um fraco decaimento ou mesmo a aumentos dos valores da generalidade dos parâmetros microbiológicos e de nutrientes nas estações imediatamente a jusante da Estação 3 e ainda sem influências da piscicultura e sapal. Conquanto tal necessite ser confirmado, tal deveu-se muito provavelmente a escorrências de fezes animais, uma vez que uma grande parte dos terrenos da(s) margem(ens) daquelas estações é utilizada para pastoreio.

Mesmo assim, a água das praias fluvial (Estação 9) e de mar (Estação 10) da Amoreira, apresentou sempre uma qualidade microbiológica excelente, segundo os critérios da Directiva 2006/7/CE, relativa à gestão da qualidade das águas balneares.

Como esperado pela aplicação da Linha Teórica de Diluição a sistemas estuarinos (Burton e Liss, 1976), os silicatos foram o mais conservativo dos parâmetros analisados (Figura 9). Tal deve-se ao facto de as águas residuais não aumentarem significativamente a concentração de silicatos, por a sua matriz ser água doce tal como a da ribeira, e por os silicatos não terem sido consumidos de forma evidente pelo fitoplâncton na ribeira.

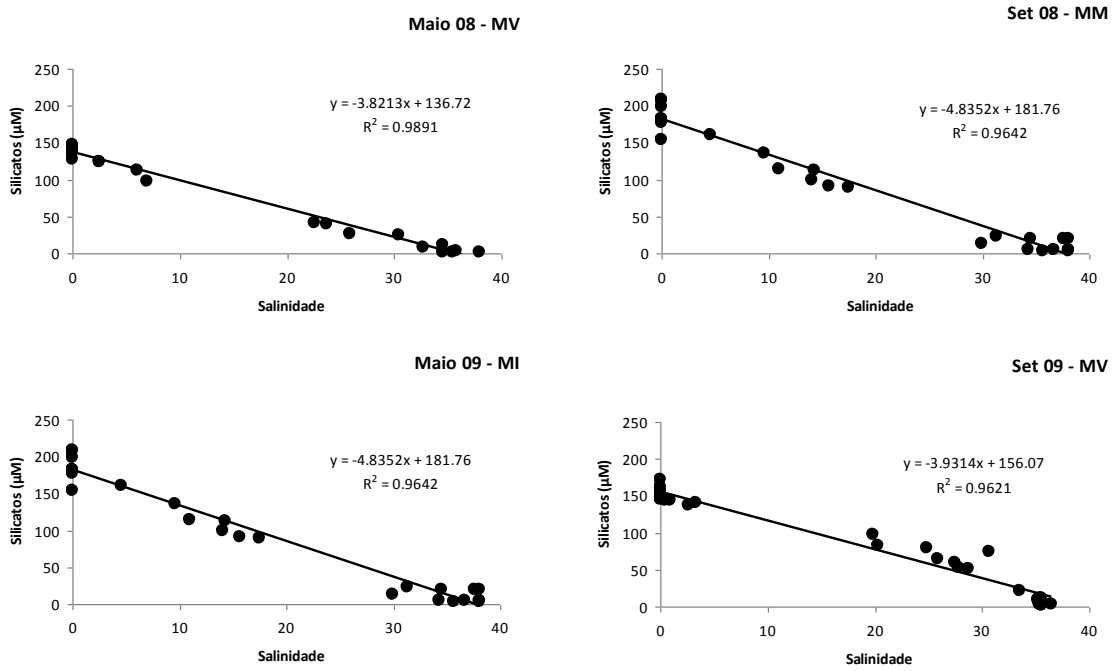


Figura 9. Variação da concentração de silicatos (µM) em função da salinidade nas campanhas realizadas em Maio de 2008 e 2009 e Setembro de 2008 e 2009. MV= Maré Viva, MM= Maré Morta, MI= Maré Intermédia.

Em relação aos compostos de azoto e de fósforo, além duma forte conversão de amónia a nitratos por processos de nitrificação, foram observados fortes desvios às respectivas Linhas Teóricas de Diluição. Mesmo se a taxas muito baixas, a entrada destes compostos com a descarga da ETAR, de escorrências agrícolas e de fezes dos animais que pastam na zona envolvente da ribeira, e o seu consumo pelo fitoplâncton explicam os desvios observados. Assim, a concentração destes nutrientes em cada local não pode ser assumida como resultado da mistura simples das duas massas de água em contacto, i.e., ribeira e água do mar.

Em relação à correlação entre os parâmetros estudados verificou-se que a amostragem com maior número de correlações significativas (p<0,05) e mais fortes entre si, foi encontrada em época baixa, Maio de 2009 (maré intermédia), como é apresentado no Quadro 2.

Quadro 2. Correlação entre os parâmetros analisados, na amostragem realizada em Maio de 2009, em maré intermédia, ao longo de todas as estações. A vermelho estão identificadas todas as correlações significativas (p<0,05).

Maio 2009 - MI

	Turv. NTU	*SST mg/L*	*Cf UFC/100mL*	*Ent UFC/100mL*	*µM PO4*	*µM NO3*	*Clor a +feop µg/L*	*µM NH4*	*µM SiO4*	*µM Ntotal*
Turv. NTU	***1.00***									
SST mg/L	***0.93***	***1.00***								
Cf UFC/100mL	-0.14	-0.02	***1.00***							
Ent UFC/100mL	***-0.32***	-0.21	***0.79***	***1.00***						
µM PO4	-0.10	0.09	***0.82***	***0.57***	***1.00***					
µM NO3	-0.08	0.02	***0.95***	***0.70***	***0.71***	***1.00***				
Clor a +feop µg/L	-0.04	0.12	***0.74***	***0.52***	***0.86***	***0.71***	***1.00***			
µM NH4	-0.10	0.08	***0.84***	***0.57***	***0.95***	***0.80***	***0.92***	***1.00***		
µM SiO4	***-0.30***	***-0.30***	***0.52***	***0.62***	***0.56***	***0.40***	***0.52***	***0.57***	***1.00***	
µM Ntotal	-0.09	0.03	***0.96***	***0.70***	***0.75***	***1.00***	***0.74***	***0.84***	***0.43***	***1.00***

As correlações mais fortes foram encontradas, como seria de esperar, entre sólidos suspensos totais e turvação, entre coliformes e enterococos fecais provenientes das mesmas fontes e particularmente da ETAR, assim como entre os nutrientes, exactamente pelas mesmas razões, e ainda entre nutrientes e clorofila *a*. Esta última correlação é atribuível ao facto de nos locais onde há maior disponibilidade de nutrientes ocorrer um aumento de biomassa fitoplanctónica, como é expressa pela concentração de clorofila *a*.

Espacialmente o impacto da descarga da ETAR e adicional e presumivelmente de escorrências de solos usados para pastoreio fizeram-se sentir até à Estação 5 (Figuras 2-8). A jusante desta, seguramente por forte contribuição da diluição associada ao efeito de maré, o impacto observado anulou-se progressivamente até à foz e sem qualquer influência observável da piscicultura e do sapal.

As concentrações médias de clorofila *a* na água da Estação 7 atingiram valores bastante elevados (Figura 7) em Maio e Setembro de 2008. Acresce que a água dalgumas das amostras colhidas nestas campanhas apresentou concentrações de 120 e 195 µg/L. O facto destes valores não terem sido acompanhados por elevações concomitantes de silicatos indica que não se trata de clorofila *a* de fitoplâncton silicioso, mas, muito provavelmente, de cianobactérias. Estas circunstâncias são preocupantes para a utilização balnear da ribeira, pelo menos nas

proximidades da Estação 7, dado que as cianobactérias produzem e libertam toxinas que, devido à sua grande toxicidade, constituem um perigo para a saúde dos banhistas (Bartram et al., 1999).

Quanto à condição de maré, a mais crítica foi de maré morta, coincidente com a campanha de Setembro de 2008, (Figuras 2-8). Nesta altura, os valores de todos os parâmetros foram mais elevados, devido ao maior tempo de retenção na ribeira, o que pode aumentar os riscos a nível da qualidade da água, em períodos em que esta condição de maré é dominante. Em relação à maré, como esperado, os máximos de concentração foram encontrados, em geral, em Baixa Mar e Vazante e mínimos em Preia Mar, quando o efeito de diluição é máximo. Tal prova que neste sistema ocorre forte influência de intrusão e mistura salina, particularmente até à Estação 6. Este facto pode ser evidenciado a título exemplificativo na Figura 10, para a amostragem de Setembro de 2009, i.e. em maré viva, onde a mistura e a penetração da maré na Ribeira é mais extensa e acentuada. Já na Estação 5, os valores são praticamente constantes ao longo das amostragens diárias.

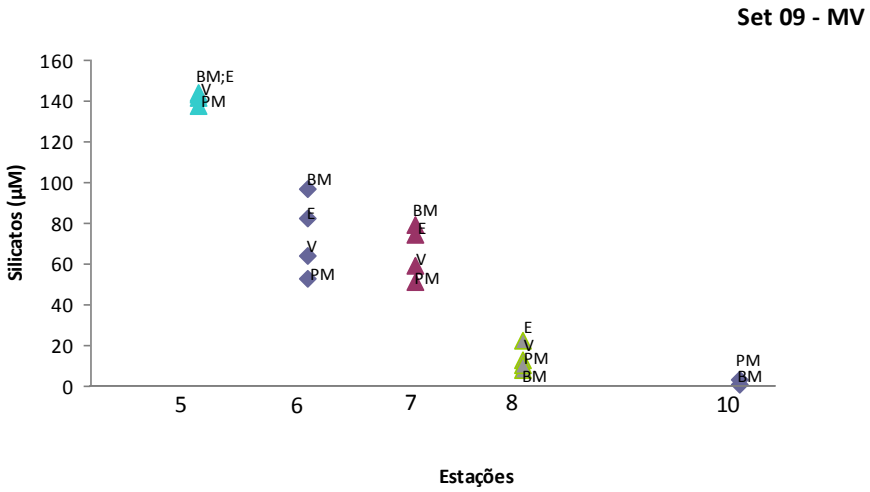


Figura 10. Variação da concentração de silicatos (µM), ao longo das estações 5-10, nas campanhas realizadas ao longo do ciclo de maré, em Setembro de 2009. MV= Maré Viva; BM= Baixa Mar; E= Enchente, PM=Preia Mar e V= Vazante

4. CONCLUSÕES

Os resultados obtidos durante a realização do presente estudo e que acima se reportam permitem inferir as seguintes conclusões principais:

- é importante que no estudo da qualidade de água deste tipo de sistemas estuarinos, onde a influência da maré é forte e espacialmente extensa, seja contemplada a situação mais desfavorável (*i.e.*, o período de vazante até Baixa-Mar) em que é menor a diluição de contaminantes devida ao efeito de maré;
- embora detectável na parte inicial do trecho da ribeira em estudo, o impacto da ETAR de Aljezur e, presumivelmente, de escorrências na qualidade da água da ribeira nunca foi de ordem a degradar a qualidade da água das praias fluvial e de mar da Amoreira, que nas amostras analisadas apresentou sempre uma qualidade microbiológica excelente, mesmo no período de vazante até Baixa-Mar;

- dado o seu significado em termos de saúde pública e a possibilidade de ocorrerem noutros pontos da ribeira, os indícios da existência de florescências de cianobactérias observados na Estação 7 aconselham a monitorização da ocorrência deste tipo de fenómenos na ribeira, tal como prescreve a Directiva 2006/7/CE.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado pela FCT (Fundação para a Ciência e Tecnologia), através do projecto PTDC/ECM/66484/2006: MADyCOS- Multidisciplinary integrated analysis of the sediment dynamics and fecal contamination in intermittent coastal systems.

São também devidos agradecimentos à empresa Águas do Algarve S.A., cujo apoio foi indispensável à realização deste estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bartram, J., Carmichael, W.W., Chorus, I., Jones, G., Skulberg, O.M. (1999) Toxic cyanobacteria and other water-related health problems. *In* Toxic Cyanobacteria in Water: A guide to their public health consequences, monitoring and management, Eds. Chorus, I. and Bartram, J. WHO-E & FN Spon, London.

Burton, J.P e Liss, P.S. (1976). Estuarine Chemistry. Academic Press, 219 pp.

Directiva 2006/7/CE do Parlamento Europeu e do Conselho, de 15 de Fevereiro de 2006, relativa à gestão da qualidade das águas balneares.

Liss, P.S. e Spencer, C.P. (1970). Abiological processes in the removal of silicate from sea water. Geochimica et Cosmochimica Acta, 34: 1073-1088.

Lorenzen C. J. (1967). Determination of chlorophyll and phaeopigments: spectrophotometric equations. Limnol. Oceanogr., 12: 343 – 346.

A qualidade da água para consumo humano em 2009

Luís SIMAS[1]

RESUMO

Os resultados do controlo da qualidade da água para consumo humano têm sido objecto de relatórios anuais nacionais desde 1993, o que permite fazer análises evolutivas de como este sector se tem desenvolvido em Portugal.

De facto, apesar dos resultados existentes resultarem de enquadramentos jurídicos distintos decorrentes da transposição de diferentes directivas e de actualizações da legislação nacional e de quadros de rigor diversos no acompanhamento e na fiscalização do cumprimento das normas legais em vigor, é possível com este manancial de informação avaliar se as medidas estruturais implementadas tiveram o efeito desejado.

Sendo este sector em Portugal muito heterogéneo, quer no grau de desenvolvimento e *performance* das entidades gestoras, quer na tipologia das entidades gestoras, além de uma distribuição muito desigual em termos geográficos da população, conceptualmente tais características podem constituir-se como um óbice à obtenção de níveis de excelência na qualidade da água destinada ao consumo humano.

Contudo, Portugal tem vindo a responder muito positivamente a estas dificuldades, com melhorias consistentes e sustentadas na qualidade da água que chega à torneira de todos os Portugueses, permitindo uma evolução clara para os tão desejáveis níveis de excelência.

De facto, a análise feita ao longo deste artigo demonstra que, apesar das dificuldades estruturais existentes (grande número e diversidade de entidades gestoras, elevado número de pequenas zonas de abastecimento e distribuição populacional assimétrica), o esforço realizado pelos diferentes agentes deste sector tem tido resultados muito positivos.

---

1 Bioquímico, Director do Departamento da Qualidade da Água da Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR)
luis.simas@ersar.pt ; Tel.: 210 052 200; Fax: 210 052 259

Assim, sem prejuízo da margem de progressão que ainda temos neste sector, hoje Portugal já apresenta níveis de qualidade muito bons, que tornam o consumo da água da torneira um procedimento seguro em termos de protecção da saúde humana.

Palavras-chave: Água; consumo humano; ERSAR; qualidade

1. INTRODUÇÃO

Os resultados do controlo da qualidade da água para consumo humano têm sido objecto de relatórios anuais nacionais desde 1993, o que permite fazer análises evolutivas de como este sector se tem desenvolvido em Portugal.

De facto, apesar dos resultados existentes resultarem de enquadramentos jurídicos distintos decorrentes da transposição de diferentes directivas e de actualizações da legislação nacional e de quadros de rigor diversos no acompanhamento e na fiscalização do cumprimento das normas legais em vigor, é possível com este manancial de informação avaliar se as medidas estruturais implementadas tiveram o efeito desejado.

Refira-se que o normativo legal relativo à qualidade da água para consumo humano evoluiu dos diplomas Decreto-Lei n.º 74/90, de 7 de Março, posteriormente revogado pelo Decreto-Lei n.º 236/98, de 1 de Agosto, que apresentavam uma abordagem integrada do ciclo de utilização da água, para os diplomas Decreto-Lei n.º 243/2001, de 5 de Setembro, também este revogado pelo Decreto-Lei n.º 306/2007, de 27 de Agosto, nos quais se adoptou a estratégia de ter diplomas legais exclusivos para as matérias relacionadas com a qualidade da água para consumo humano.

Refira-se ainda que para esta análise evolutiva também é determinante o facto de, em 25 de Dezembro de 2003, a Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR), à data IRAR, ter sido designada como a autoridade competente para a qualidade da água destinada ao consumo humano, cabendo-lhe a missão de acompanhar, coordenar e fiscalizar a implementação da legislação vigente nesta matéria.

Este facto permitiu criar condições institucionais para um exercício desta missão mais eficaz e, consequentemente, para uma contribuição mais efectiva da Administração Central no esforço desenvolvido pelas entidades gestoras na prestação deste serviço público essencial que é levar água com qualidade às torneiras de todos os Portugueses.

Com efeito, ao desenvolver e implementar um modelo de regulação da qualidade da água destinada ao consumo humano, a ERSAR criou um quadro de maior exigência e rigor para este sector relativamente àquele que vigorava antes da publicação do Decreto-Lei n.º 243/2001, de 5 de Setembro, mas que contribuiu positivamente para um cumprimento cada vez mais efectivo das normas legais e, mais importante, para a melhoria da qualidade da água na torneira.

A esta evolução não é alheia uma colaboração muito estreita entre os diversos agentes deste sector.

Seguidamente faz-se uma análise dos resultados da qualidade da água destinada ao consumo humano referentes a 2009, com uma abordagem evolutiva, especialmente desde 2004, e tendo em conta alguns aspectos estruturais como o número e a dimensão de zonas de abastecimento, bem como as assimetrias regionais interior/litoral dos diversos indicadores calculados.

2. O MODELO DE REGULAÇÃO DA QUALIDADE DA ÁGUA

O modelo de regulação da qualidade da água desenvolvido pela ERSAR (Figura 1) assenta na implementação pelas entidades gestoras de programas de controlo da qualidade da água (PCQA) previamente aprovados pela entidade reguladora.



Figura 1 – Modelo de regulação da qualidade da água destinada ao consumo humano

Relativamente à apresentação e aprovação dos PCQA, o que se verifica é que rapidamente o sector se adaptou a uma nova metodologia de trabalho, independentemente da tipologia ou dimensão das entidades gestoras (Figura 2).

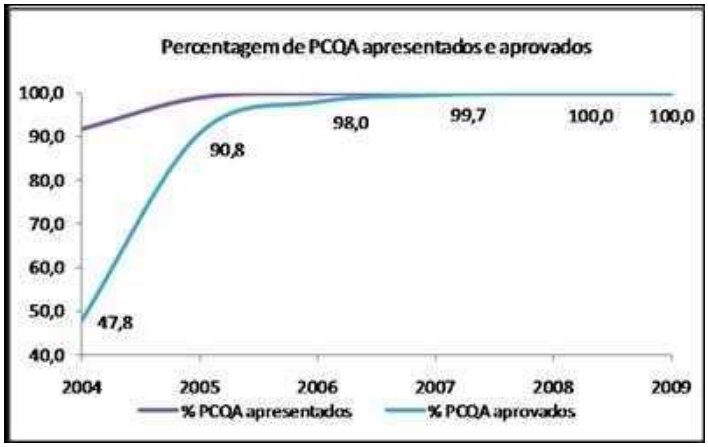


Figura 2 – Percentagem de PCQA apresentados e aprovados

No que se refere ao acompanhamento que a ERSAR faz da implementação dos PCQA, a Figura 3 evidencia o esforço realizado pela ERSAR na realização de fiscalizações que contribuem para uma cada vez melhor aplicação das normas legais definidas.

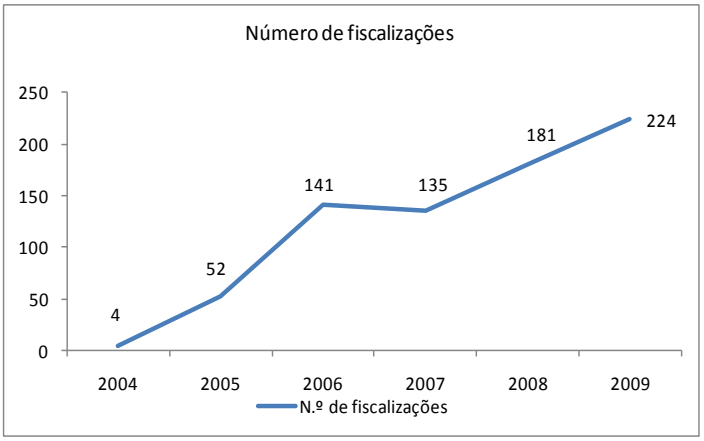


Figura 3 – Número de fiscalizações realizadas às entidades gestoras

Quanto aos dados, ou seja, ao número de concelhos sobre os quais se tem resultados do controlo efectuado na torneira do consumidor para publicação no relatório técnico anual, constata-se também uma participação quase sempre universal das entidades gestoras (Figura 4), sendo que a resolução dos incumprimentos dos valores paramétricos pelas entidades gestoras são sempre acompanhados pela autoridade de saúde e pela ERSAR.

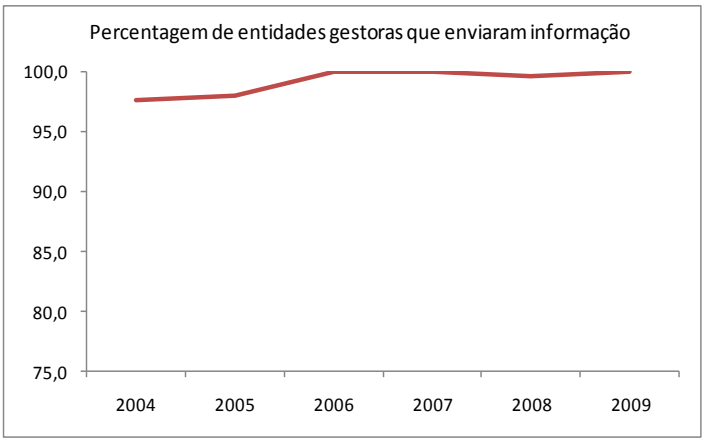


Figura 4 – Percentagem de entidades gestoras que enviaram os resultados do controlo da qualidade da água

Esta informação revela que há nas diferentes etapas do modelo de regulação da qualidade da água destinada ao consumo humano uma participação praticamente universal das mais de quatro centenas de entidades gestoras a operar neste sector.

E, se importa garantir que todos os requisitos legais são cumpridos para que Portugal possa nesta matéria ser um Estado-membro cumpridor da Directiva 98/83/CE, do Conselho de 3 de Novembro, não é menos importante avaliar que reflexo tem tido o crescente cumprimento do ordenamento jurídico na qualidade da água.

3. A QUALIDADE DA ÁGUA DESTINADA AO CONSUMO HUMANO EM PORTUGAL

Uma análise dos diferentes relatórios anuais já elaborados sobre a qualidade da água destinada ao consumo humano revela que tem sido um sector com melhorias constantes e sustentadas, embora ainda com margem de progressão para atingir os níveis de excelência dos países mais desenvolvidos nesta matéria na União Europeia.

No entanto, tal como em muitos outros sectores de actividade, as diferenças entre o litoral e o interior também se fazem sentir na qualidade da água destinada ao consumo humano, com um litoral caracterizado por um pequeno número de zonas de abastecimento, mas que apresentam densidades populacionais superiores às encontradas no interior.

Considerando que as grandes zonas de abastecimento apresentam melhores resultados da qualidade da água, nomeadamente no que diz respeito ao cumprimento dos valores paramétricos, também é no litoral que, em regra, a água apresenta melhores índices de qualidade.

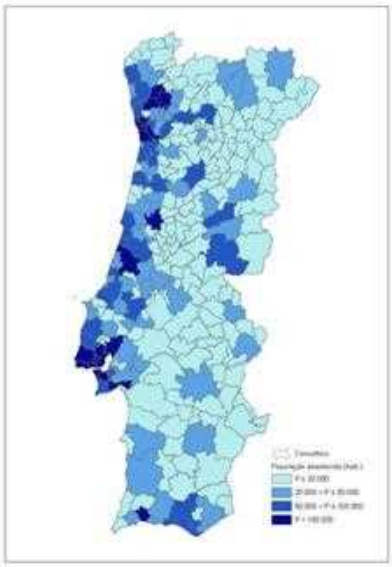


Figura 5 – População abastecida por concelho (mapa da esquerda) e número médio de habitantes por zona de abastecimento (mapa da direita) em 2009

As assimetrias regionais em termos de população encontram-se evidenciadas na Figura 5, ficando claro que as zonas de abastecimento com maior densidade populacional localizam-se na sua quase totalidade no litoral.

Relativamente aos dois indicadores mais importantes calculados (percentagens de cumprimento da frequência mínima regulamentar e dos valores paramétricos), constata-se que as assimetrias regionais são mais evidentes nas questões relacionadas com o cumprimento dos valores paramétricos, ou seja, com a qualidade da água propriamente dita.

Assim, se há uma tendência generalizada para se efectuarem todas as análises constantes da legislação vigente, já relativamente ao cumprimento dos valores paramétricos os resultados são melhores no litoral do que no interior (Figura 6).

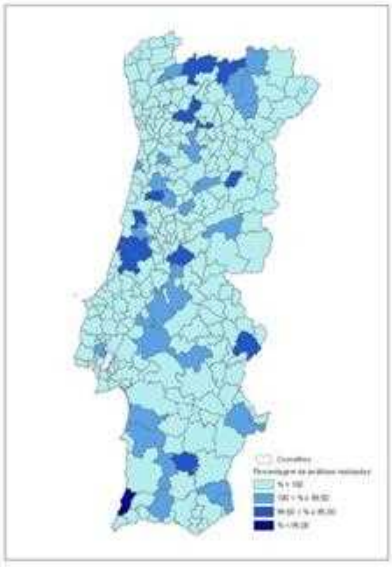


Figura 6 – Percentagem de cumprimento da frequência mínima regulamentar (mapa da esquerda) e percentagem de cumprimento dos valores paramétricos (mapa da direita) em 2009

De facto, em Portugal tem-se vindo a controlar mais e melhor a qualidade da água (Figura 7), com percentagens de cumprimento da frequência regulamentar e dos valores paramétricos em 2009 de 99,84% e 97,91%, respectivamente.

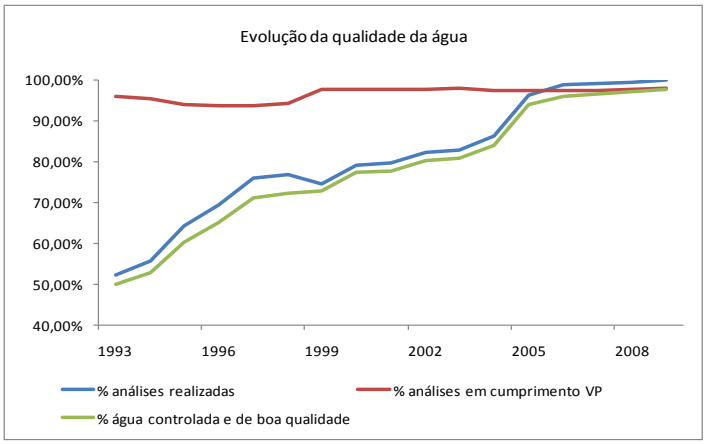


Figura 7 – Evolução da percentagem de análises realizadas e em cumprimento dos requisitos de qualidade

A interpretação da Figura 7 não pode ser feita isoladamente de outros dados, nomeadamente do número e tipologia de zonas de abastecimento controladas, uma vez que sem esta informação pode concluir-se erradamente que em Portugal se controla mais (aumento da percentagem de análises realizadas), mas a qualidade da água não tem sofrido grandes evoluções (percentagem de análises em cumprimento do VP).

Ora, se correlacionarmos, por exemplo, o número de zonas de abastecimento controladas com o cumprimento dos valores paramétricos (Figura 8) verificamos que o cumprimento dos requisitos de qualidade tem revelado uma tendência crescente, apesar do número de zonas de abastecimento ter aumentado significativamente.

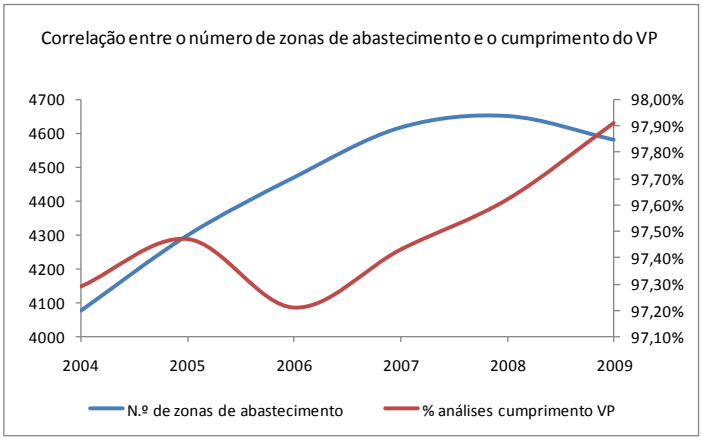


Figura 8 – Correlação entre o número de zonas de abastecimento controladas e o cumprimento dos requisitos da qualidade da água

Esta análise, por si só, é reveladora de uma efectiva melhoria da qualidade da água, mas que pode ser ainda reforçada se acrescentarmos a esta reflexão o número de zonas de abastecimento que servem menos de 5 000 habitantes.

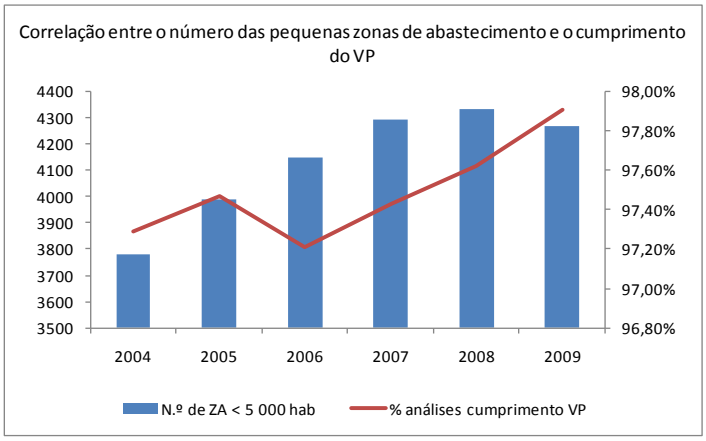


Figura 9 – Correlação entre o número de pequenas zonas de abastecimento e o cumprimento dos requisitos da qualidade da água

O aumento do número das zonas de abastecimento que servem menos de 5 000 habitantes controladas poderia levar a pensar que, pelas especificidades técnicas que apresentam, a qualidade global da água poderia não melhorar como se pretendia.

Contudo, conforme é demonstrado pela Figura 9, a tendência de melhoria da qualidade da água não foi afectada pelo crescente número de pequenas zonas de abastecimento, o que é revelador de claras melhorias em todo o processo de abastecimento e controlo da água que chega às torneiras.



Figura 10 – Número de entidades gestoras em baixa que reportaram os dados da qualidade da água entre 2004 e 2009

Outro factor que à partida poderia contrariar a tendência de melhoria global da qualidade da água destinada ao consumo humano é o crescente número de entidades gestoras a reportar os dados do controlo efectuado. A Figura 10 revela que entre 2004 e 2009 os resultados globais resultaram da contribuição de mais 100 entidades gestoras, todas de pequena dimensão e, consequentemente, potencialmente passíveis de contribuir negativamente para os valores globais da qualidade da água, o que não veio a acontecer.

Também não pode ser descurada nesta análise evolutiva a influência dos sistemas multimunicipais, cujos resultados têm revelado que a qualidade da água fornecida às entidades gestoras em baixa é globalmente de excelente qualidade.

Por esta razão, serão certamente um factor decisivo nestas melhorias globais.

Se considerarmos o número de concelhos abastecidos, na totalidade ou parcialmente, pelos sistemas multimunicipais, verificamos que desde 2004 este valor tem aumentado de uma forma consistente (Figura 11).

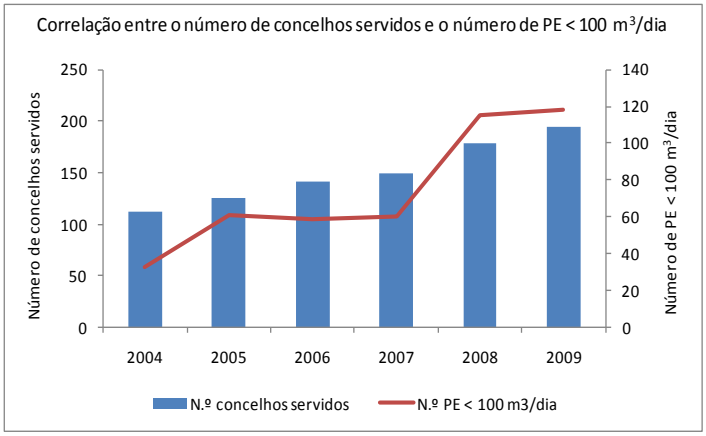


Figura 11 – Correlação entre o número de concelhos servidos e o número de pontos de entrega com um volume médio diário inferior a 100 m^3

Constata-se também que o crescimento dos concelhos abastecidos pelos sistemas multimunicipais é acompanhado por um aumento do número dos pequenos pontos de entrega (volume médio diário inferior a 100 m^3), o que conceptualmente poderia contribuir para um efeito menos positivo na qualidade da água fornecida às entidades gestoras em baixa.

Contudo, os resultados da qualidade da água fornecida pelas entidades gestoras em alta apresentaram em 2009 uma percentagem de cumprimento dos valores paramétricos de 99,71%, o que é demonstrador de uma água de excelente qualidade.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em Portugal, o sector do abastecimento público de água destinada ao consumo humano apresenta uma grande fragmentação em termos do número de entidades gestoras, que são mais de quatrocentas, além de mais de 4 500 zonas de abastecimento.

Os dados de 2009 apontam para uma média de pouco mais de 2 000 habitantes por zona de abastecimento, o que configura a zona de abastecimento típica como de pequena dimensão.

Outro aspecto que ressalta deste sector em Portugal é a grande heterogeneidade, quer no grau de desenvolvimento e *performance* das entidades gestoras, quer na tipologia das entidades gestoras, além de uma distribuição muito desigual em termos geográficos da população.

Conceptualmente, estas características são um óbice à obtenção de níveis de excelência na qualidade da água destinada ao consumo humano.

Contudo, Portugal tem vindo a responder muito positivamente a estas dificuldades com melhorias consistentes e sustentadas na qualidade da água que chega à torneira de todos os Portugueses com o claro objectivo de atingir os tão desejáveis níveis de excelência.

De facto, a análise feita ao longo deste artigo demonstra que, apesar das dificuldades estruturais existentes (grande número e diversidade de entidades gestoras, elevado número de pequenas zonas de abastecimento e distribuição populacional assimétrica), o esforço realizado pelos diferentes agentes deste sector tem tido resultados muito positivos.

Assim, sem prejuízo da margem de progressão que ainda temos neste sector, hoje Portugal já apresenta níveis de qualidade muito bons, que tornam o consumo da água da torneira um procedimento seguro em termos de protecção da saúde humana.

A análise combinada dos dois indicadores mais relevantes (percentagens de cumprimento da frequência mínima regulamentar e dos valores paramétricos) revela que em 2009 Portugal atingiu a melhor situação de sempre na qualidade da água, o que aliado ao facto desta actividade ser exercida num quadro de rigor crescente, amplifica ainda mais as melhorias constatadas do que uma análise puramente estatística poderia indiciar.

Na verdade, actualmente controla-se mais e melhor a qualidade da água destinada ao consumo humano e a resolução dos incumprimentos dos valores paramétricos pelas entidades gestoras é acompanhada pela autoridade de saúde e pela ERSAR.

Mais, porque além de se realizarem praticamente todas as análises que a legislação obriga, são controladas mais zonas de abastecimento, especialmente aquelas que à partida seriam mais problemáticas. Não é despiciente referir que em 2009 os resultados resultam da contribuição de mais 100 entidades gestoras relativamente àquelas que reportaram dados em 2004 e que, neste período, há mais cerca de 500 zonas de abastecimento, maioritariamente de pequena dimensão.

Melhor, porque o controlo é feito num quadro de rigor de acompanhamento da implementação dos PCQA aprovados pela ERSAR e de maior fiabilidade dos resultados analíticos, resultante da actividade desenvolvida conjuntamente entre os laboratórios, a ERSAR e o Instituto Português da Acreditação.

A qualidade da água para consumo humano em 2009

Luís SIMAS[1]

RESUMO

Os resultados do controlo da qualidade da água para consumo humano têm sido objecto de relatórios anuais nacionais desde 1993, o que permite fazer análises evolutivas de como este sector se tem desenvolvido em Portugal.

De facto, apesar dos resultados existentes resultarem de enquadramentos jurídicos distintos decorrentes da transposição de diferentes directivas e de actualizações da legislação nacional e de quadros de rigor diversos no acompanhamento e na fiscalização do cumprimento das normas legais em vigor, é possível com este manancial de informação avaliar se as medidas estruturais implementadas tiveram o efeito desejado.

Sendo este sector em Portugal muito heterogéneo, quer no grau de desenvolvimento e *performance* das entidades gestoras, quer na tipologia das entidades gestoras, além de uma distribuição muito desigual em termos geográficos da população, conceptualmente tais características podem constituir-se como um óbice à obtenção de níveis de excelência na qualidade da água destinada ao consumo humano.

Contudo, Portugal tem vindo a responder muito positivamente a estas dificuldades, com melhorias consistentes e sustentadas na qualidade da água que chega à torneira de todos os Portugueses, permitindo uma evolução clara para os tão desejáveis níveis de excelência.

De facto, a análise feita ao longo deste artigo demonstra que, apesar das dificuldades estruturais existentes (grande número e diversidade de entidades gestoras, elevado número de pequenas zonas de abastecimento e distribuição populacional assimétrica), o esforço realizado pelos diferentes agentes deste sector tem tido resultados muito positivos.

---

1 Bioquímico, Director do Departamento da Qualidade da Água da Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR)
luis.simas@ersar.pt ; Tel.: 210 052 200; Fax: 210 052 259

Assim, sem prejuízo da margem de progressão que ainda temos neste sector, hoje Portugal já apresenta níveis de qualidade muito bons, que tornam o consumo da água da torneira um procedimento seguro em termos de protecção da saúde humana.

Palavras-chave: Água; consumo humano; ERSAR; qualidade

1. INTRODUÇÃO

Os resultados do controlo da qualidade da água para consumo humano têm sido objecto de relatórios anuais nacionais desde 1993, o que permite fazer análises evolutivas de como este sector se tem desenvolvido em Portugal.

De facto, apesar dos resultados existentes resultarem de enquadramentos jurídicos distintos decorrentes da transposição de diferentes directivas e de actualizações da legislação nacional e de quadros de rigor diversos no acompanhamento e na fiscalização do cumprimento das normas legais em vigor, é possível com este manancial de informação avaliar se as medidas estruturais implementadas tiveram o efeito desejado.

Refira-se que o normativo legal relativo à qualidade da água para consumo humano evoluiu dos diplomas Decreto-Lei n.º 74/90, de 7 de Março, posteriormente revogado pelo Decreto-Lei n.º 236/98, de 1 de Agosto, que apresentavam uma abordagem integrada do ciclo de utilização da água, para os diplomas Decreto-Lei n.º 243/2001, de 5 de Setembro, também este revogado pelo Decreto-Lei n.º 306/2007, de 27 de Agosto, nos quais se adoptou a estratégia de ter diplomas legais exclusivos para as matérias relacionadas com a qualidade da água para consumo humano.

Refira-se ainda que para esta análise evolutiva também é determinante o facto de, em 25 de Dezembro de 2003, a Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR), à data IRAR, ter sido designada como a autoridade competente para a qualidade da água destinada ao consumo humano, cabendo-lhe a missão de acompanhar, coordenar e fiscalizar a implementação da legislação vigente nesta matéria.

Este facto permitiu criar condições institucionais para um exercício desta missão mais eficaz e, consequentemente, para uma contribuição mais efectiva da Administração Central no esforço desenvolvido pelas entidades gestoras na prestação deste serviço público essencial que é levar água com qualidade às torneiras de todos os Portugueses.

Com efeito, ao desenvolver e implementar um modelo de regulação da qualidade da água destinada ao consumo humano, a ERSAR criou um quadro de maior exigência e rigor para este sector relativamente àquele que vigorava antes da publicação do Decreto-Lei n.º 243/2001, de 5 de Setembro, mas que contribuiu positivamente para um cumprimento cada vez mais efectivo das normas legais e, mais importante, para a melhoria da qualidade da água na torneira.

A esta evolução não é alheia uma colaboração muito estreita entre os diversos agentes deste sector.

Seguidamente faz-se uma análise dos resultados da qualidade da água destinada ao consumo humano referentes a 2009, com uma abordagem evolutiva, especialmente desde 2004, e tendo em conta alguns aspectos estruturais como o número e a dimensão de zonas de abastecimento, bem como as assimetrias regionais interior/litoral dos diversos indicadores calculados.

2. O MODELO DE REGULAÇÃO DA QUALIDADE DA ÁGUA

O modelo de regulação da qualidade da água desenvolvido pela ERSAR (Figura 1) assenta na implementação pelas entidades gestoras de programas de controlo da qualidade da água (PCQA) previamente aprovados pela entidade reguladora.



Figura 1 – Modelo de regulação da qualidade da água destinada ao consumo humano

Relativamente à apresentação e aprovação dos PCQA, o que se verifica é que rapidamente o sector se adaptou a uma nova metodologia de trabalho, independentemente da tipologia ou dimensão das entidades gestoras (Figura 2).

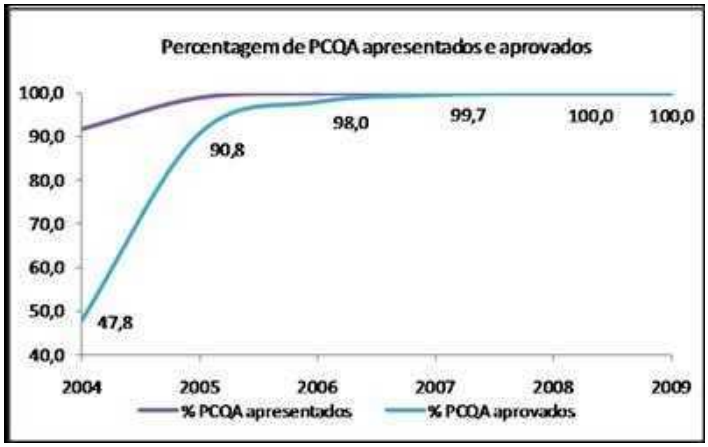


Figura 2 – Percentagem de PCQA apresentados e aprovados

No que se refere ao acompanhamento que a ERSAR faz da implementação dos PCQA, a Figura 3 evidencia o esforço realizado pela ERSAR na realização de fiscalizações que contribuem para uma cada vez melhor aplicação das normas legais definidas.

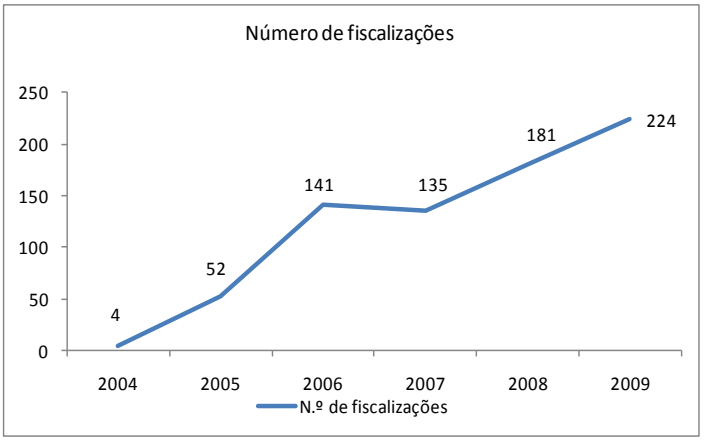


Figura 3 – Número de fiscalizações realizadas às entidades gestoras

Quanto aos dados, ou seja, ao número de concelhos sobre os quais se tem resultados do controlo efectuado na torneira do consumidor para publicação no relatório técnico anual, constata-se também uma participação quase sempre universal das entidades gestoras (Figura 4), sendo que a resolução dos incumprimentos dos valores paramétricos pelas entidades gestoras são sempre acompanhados pela autoridade de saúde e pela ERSAR.

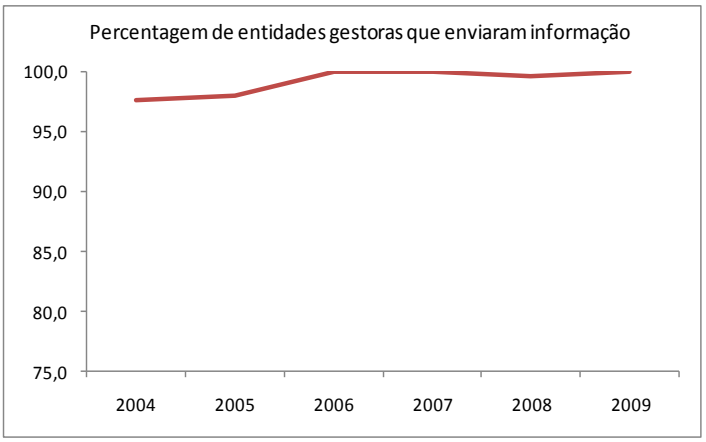


Figura 4 – Percentagem de entidades gestoras que enviaram os resultados do controlo da qualidade da água

Esta informação revela que há nas diferentes etapas do modelo de regulação da qualidade da água destinada ao consumo humano uma participação praticamente universal das mais de quatro centenas de entidades gestoras a operar neste sector.

E, se importa garantir que todos os requisitos legais são cumpridos para que Portugal possa nesta matéria ser um Estado-membro cumpridor da Directiva 98/83/CE, do Conselho de 3 de Novembro, não é menos importante avaliar que reflexo tem tido o crescente cumprimento do ordenamento jurídico na qualidade da água.

3. A QUALIDADE DA ÁGUA DESTINADA AO CONSUMO HUMANO EM PORTUGAL

Uma análise dos diferentes relatórios anuais já elaborados sobre a qualidade da água destinada ao consumo humano revela que tem sido um sector com melhorias constantes e sustentadas, embora ainda com margem de progressão para atingir os níveis de excelência dos países mais desenvolvidos nesta matéria na União Europeia.

No entanto, tal como em muitos outros sectores de actividade, as diferenças entre o litoral e o interior também se fazem sentir na qualidade da água destinada ao consumo humano, com um litoral caracterizado por um pequeno número de zonas de abastecimento, mas que apresentam densidades populacionais superiores às encontradas no interior.

Considerando que as grandes zonas de abastecimento apresentam melhores resultados da qualidade da água, nomeadamente no que diz respeito ao cumprimento dos valores paramétricos, também é no litoral que, em regra, a água apresenta melhores índices de qualidade.

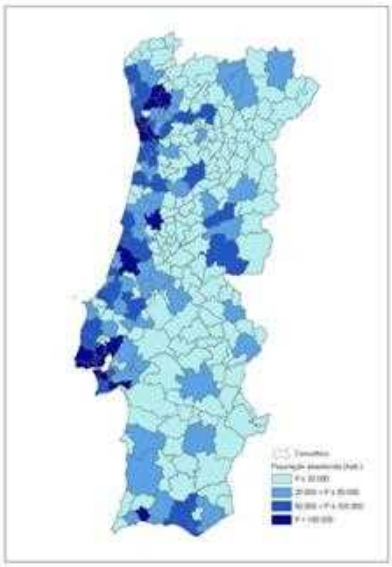


Figura 5 – População abastecida por concelho (mapa da esquerda) e número médio de habitantes por zona de abastecimento (mapa da direita) em 2009

As assimetrias regionais em termos de população encontram-se evidenciadas na Figura 5, ficando claro que as zonas de abastecimento com maior densidade populacional localizam-se na sua quase totalidade no litoral.

Relativamente aos dois indicadores mais importantes calculados (percentagens de cumprimento da frequência mínima regulamentar e dos valores paramétricos), constata-se que as assimetrias regionais são mais evidentes nas questões relacionadas com o cumprimento dos valores paramétricos, ou seja, com a qualidade da água propriamente dita.

Assim, se há uma tendência generalizada para se efectuarem todas as análises constantes da legislação vigente, já relativamente ao cumprimento dos valores paramétricos os resultados são melhores no litoral do que no interior (Figura 6).

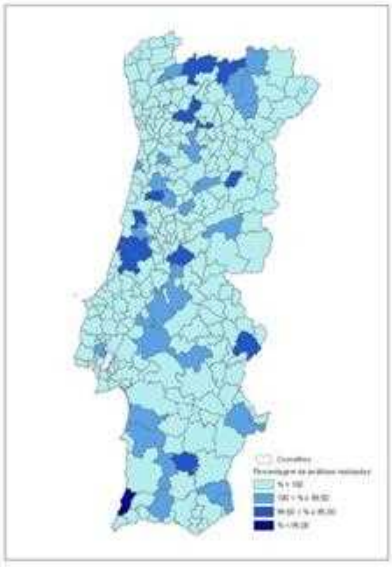


Figura 6 – Percentagem de cumprimento da frequência mínima regulamentar (mapa da esquerda) e percentagem de cumprimento dos valores paramétricos (mapa da direita) em 2009

De facto, em Portugal tem-se vindo a controlar mais e melhor a qualidade da água (Figura 7), com percentagens de cumprimento da frequência regulamentar e dos valores paramétricos em 2009 de 99,84% e 97,91%, respectivamente.

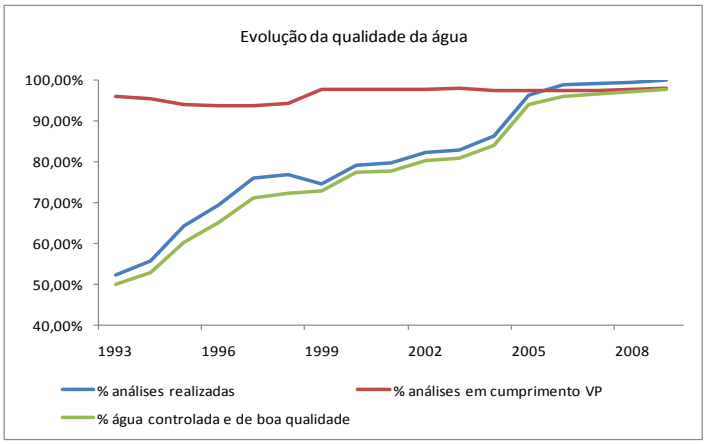


Figura 7 – Evolução da percentagem de análises realizadas e em cumprimento dos requisitos de qualidade

A interpretação da Figura 7 não pode ser feita isoladamente de outros dados, nomeadamente do número e tipologia de zonas de abastecimento controladas, uma vez que sem esta informação pode concluir-se erradamente que em Portugal se controla mais (aumento da percentagem de análises realizadas), mas a qualidade da água não tem sofrido grandes evoluções (percentagem de análises em cumprimento do VP).

Ora, se correlacionarmos, por exemplo, o número de zonas de abastecimento controladas com o cumprimento dos valores paramétricos (Figura 8) verificamos que o cumprimento dos requisitos de qualidade tem revelado uma tendência crescente, apesar do número de zonas de abastecimento ter aumentado significativamente.

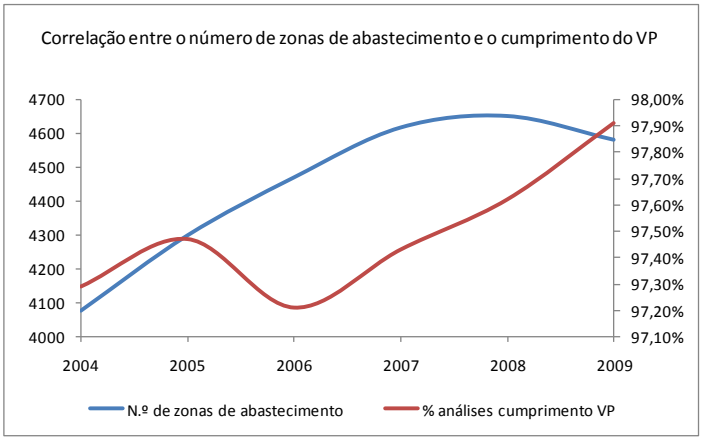


Figura 8 – Correlação entre o número de zonas de abastecimento controladas e o cumprimento dos requisitos da qualidade da água

Esta análise, por si só, é reveladora de uma efectiva melhoria da qualidade da água, mas que pode ser ainda reforçada se acrescentarmos a esta reflexão o número de zonas de abastecimento que servem menos de 5 000 habitantes.

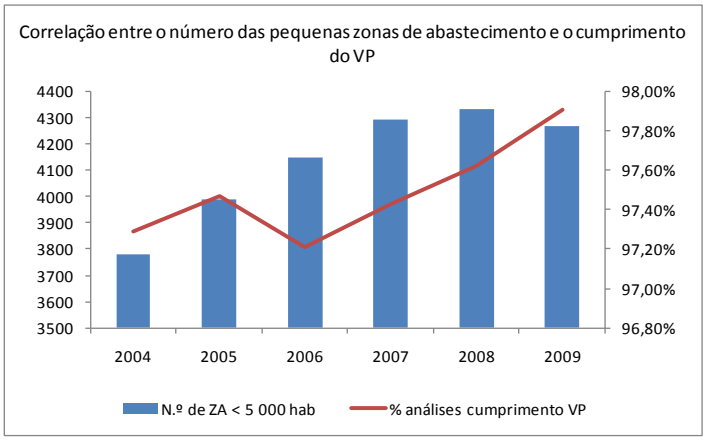


Figura 9 – Correlação entre o número de pequenas zonas de abastecimento e o cumprimento dos requisitos da qualidade da água

O aumento do número das zonas de abastecimento que servem menos de 5 000 habitantes controladas poderia levar a pensar que, pelas especificidades técnicas que apresentam, a qualidade global da água poderia não melhorar como se pretendia.

Contudo, conforme é demonstrado pela Figura 9, a tendência de melhoria da qualidade da água não foi afectada pelo crescente número de pequenas zonas de abastecimento, o que é revelador de claras melhorias em todo o processo de abastecimento e controlo da água que chega às torneiras.



Figura 10 – Número de entidades gestoras em baixa que reportaram os dados da qualidade da água entre 2004 e 2009

Outro factor que à partida poderia contrariar a tendência de melhoria global da qualidade da água destinada ao consumo humano é o crescente número de entidades gestoras a reportar os dados do controlo efectuado. A Figura 10 revela que entre 2004 e 2009 os resultados globais resultaram da contribuição de mais 100 entidades gestoras, todas de pequena dimensão e, consequentemente, potencialmente passíveis de contribuir negativamente para os valores globais da qualidade da água, o que não veio a acontecer.

Também não pode ser descurada nesta análise evolutiva a influência dos sistemas multimunicipais, cujos resultados têm revelado que a qualidade da água fornecida às entidades gestoras em baixa é globalmente de excelente qualidade.

Por esta razão, serão certamente um factor decisivo nestas melhorias globais.

Se considerarmos o número de concelhos abastecidos, na totalidade ou parcialmente, pelos sistemas multimunicipais, verificamos que desde 2004 este valor tem aumentado de uma forma consistente (Figura 11).

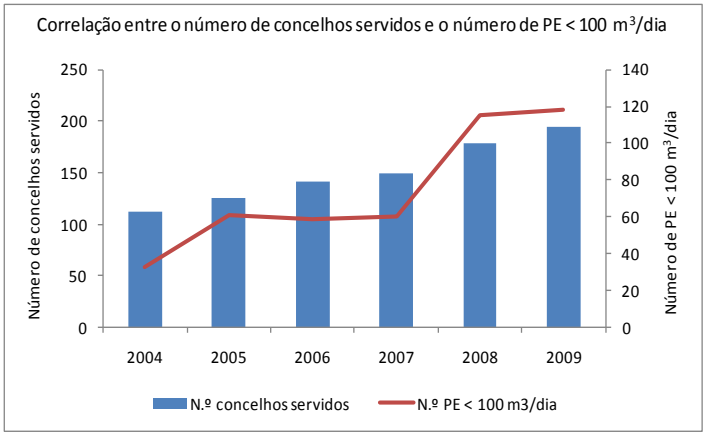


Figura 11 – Correlação entre o número de concelhos servidos e o número de pontos de entrega com um volume médio diário inferior a 100 m^3

Constata-se também que o crescimento dos concelhos abastecidos pelos sistemas multimunicipais é acompanhado por um aumento do número dos pequenos pontos de entrega (volume médio diário inferior a 100 m^3), o que conceptualmente poderia contribuir para um efeito menos positivo na qualidade da água fornecida às entidades gestoras em baixa.

Contudo, os resultados da qualidade da água fornecida pelas entidades gestoras em alta apresentaram em 2009 uma percentagem de cumprimento dos valores paramétricos de 99,71%, o que é demonstrador de uma água de excelente qualidade.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em Portugal, o sector do abastecimento público de água destinada ao consumo humano apresenta uma grande fragmentação em termos do número de entidades gestoras, que são mais de quatrocentas, além de mais de 4 500 zonas de abastecimento.

Os dados de 2009 apontam para uma média de pouco mais de 2 000 habitantes por zona de abastecimento, o que configura a zona de abastecimento típica como de pequena dimensão.

Outro aspecto que ressalta deste sector em Portugal é a grande heterogeneidade, quer no grau de desenvolvimento e *performance* das entidades gestoras, quer na tipologia das entidades gestoras, além de uma distribuição muito desigual em termos geográficos da população.

Conceptualmente, estas características são um óbice à obtenção de níveis de excelência na qualidade da água destinada ao consumo humano.

Contudo, Portugal tem vindo a responder muito positivamente a estas dificuldades com melhorias consistentes e sustentadas na qualidade da água que chega à torneira de todos os Portugueses com o claro objectivo de atingir os tão desejáveis níveis de excelência.

De facto, a análise feita ao longo deste artigo demonstra que, apesar das dificuldades estruturais existentes (grande número e diversidade de entidades gestoras, elevado número de pequenas zonas de abastecimento e distribuição populacional assimétrica), o esforço realizado pelos diferentes agentes deste sector tem tido resultados muito positivos.

Assim, sem prejuízo da margem de progressão que ainda temos neste sector, hoje Portugal já apresenta níveis de qualidade muito bons, que tornam o consumo da água da torneira um procedimento seguro em termos de protecção da saúde humana.

A análise combinada dos dois indicadores mais relevantes (percentagens de cumprimento da frequência mínima regulamentar e dos valores paramétricos) revela que em 2009 Portugal atingiu a melhor situação de sempre na qualidade da água, o que aliado ao facto desta actividade ser exercida num quadro de rigor crescente, amplifica ainda mais as melhorias constatadas do que uma análise puramente estatística poderia indiciar.

Na verdade, actualmente controla-se mais e melhor a qualidade da água destinada ao consumo humano e a resolução dos incumprimentos dos valores paramétricos pelas entidades gestoras é acompanhada pela autoridade de saúde e pela ERSAR.

Mais, porque além de se realizarem praticamente todas as análises que a legislação obriga, são controladas mais zonas de abastecimento, especialmente aquelas que à partida seriam mais problemáticas. Não é despiciente referir que em 2009 os resultados resultam da contribuição de mais 100 entidades gestoras relativamente àquelas que reportaram dados em 2004 e que, neste período, há mais cerca de 500 zonas de abastecimento, maioritariamente de pequena dimensão.

Melhor, porque o controlo é feito num quadro de rigor de acompanhamento da implementação dos PCQA aprovados pela ERSAR e de maior fiabilidade dos resultados analíticos, resultante da actividade desenvolvida conjuntamente entre os laboratórios, a ERSAR e o Instituto Português da Acreditação.

A REGULAÇÃO DO SECTOR DOS RESÍDUOS.

O acesso ao serviço e a sustentabilidade das entidades gestoras

Miguel NUNES[1]; David ALVES[2]

Resumo: Os serviços de gestão de resíduos urbanos caracterizam-se em Portugal pela cobrança de tarifas muito díspares e que frequentemente se mostram insuficientes para cobrir os custos efectivos da sua prestação, sendo esta uma das fragilidades mais evidentes da política nacional de gestão de resíduos.

Esta recuperação insuficiente de custos pode ter claras implicações nos níveis de qualidade do serviço prestado aos utilizadores dado que torna muito difícil, ou mesmo impossível, novos investimentos de expansão ou renovação e prejudica a qualidade de serviço.

Para fazer face a esta situação, a ERSAR publicou em 2009 uma recomendação de modo a uniformizar as regras para a definição destes tarifários (Recomendação n.º 1/2009 da ERSAR, sobre formação de tarifários aplicáveis aos utilizadores finais dos serviços públicos de águas e resíduos).

A ERSAR quantifica e avalia anualmente as entidades gestoras através de um conjunto de indicadores centrados na defesa dos interesses dos utilizadores, na sustentabilidade das entidades gestoras e na sustentabilidade ambiental, promovendo uma análise comparativa da qualidade de serviço prestada pelas entidades gestoras, procedendo depois à sua divulgação pública através do relatório anual do sector (RASARP).

Os aspectos tarifários e a capacidade económica dos utilizadores para pagar a prestação destes serviços representam uma das principais preocupações da ERSAR, no que respeita à protecção dos utilizadores dos serviços. No próximo ciclo de avaliação da qualidade do serviço será aplicado um indicador de acessibilidade económica aos serviços que tem por objectivo avaliar a relação entre o encargo médio com estes serviços e o rendimento médio disponível por agregado familiar.

Palavras-chave: acesso ao serviço, regulação, sustentabilidade, tarifa.

[1] Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos
Departamento de Engenharia - Resíduos
[2] Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos
Departamento de Estudos e Projectos

Sustentabilidade das entidades gestoras

Os serviços de gestão de resíduos urbanos caracterizam-se em Portugal pela cobrança de tarifas muito díspares, que frequentemente se mostram insuficientes para cobrir os custos efectivos da sua prestação, sendo esta uma das fragilidades mais evidentes da política nacional de gestão de resíduos.

O Direito Comunitário e o Direito Interno (nomeadamente, o Regime Geral da Gestão dos Resíduos e a Lei das Finanças Locais) preconiza a introdução de tarifários que traduzam os custos incorridos com a prestação deste serviço junto dos utilizadores finais.

De acordo com os resultados preliminares de um estudo realizado a nível nacional pela entidade reguladora, relativo a 2009, este serviço nem sequer é cobrado ao utilizador final em 26 municípios.

Segundo o referido estudo, o encargo total médio com o serviço de gestão de resíduos urbanos, numa família que consuma, em média, 120 m^3/ano de água (valor representativo de um agregado familiar médio), cifra-se em € 31,45. Ou seja, em grande parte dos municípios do país este montante não cobre sequer os custos decorrentes ao serviço prestado pela entidade gestora em alta.

Os encargos impostos aos agregados familiares pelas entidades gestoras, durante um ano, para suportar o serviço de gestão de resíduos variam entre zero e € 258, o que demonstra a grande disparidade de tarifas existentes em Portugal.

Todavia, da totalidade dos municípios, em apenas oito o encargo com o serviço de gestão de resíduos apresenta um valor acima dos € 100/ano e apenas 10 apresentam um valor acima dos €85/ano, valor que a ERSAR estima para o custo por alojamento com o serviço de gestão de resíduos, o que indicia que a quase totalidade dos municípios não recupera a totalidade dos custos incorridos com este serviço.

Em Portugal, os encargos para os utilizadores finais com a prestação do serviço de gestão de resíduos são ainda relativamente baixos quando comparados com o rendimento médio disponível das famílias, representando cerca de 0,1% do orçamento familiar.

Face às receitas médias estimadas resultantes das tarifas de gestão de resíduos urbanos, estima-se que o défice anual de recuperação de custos do sector dos resíduos represente entre 220 a 240 milhões de euros. Deste modo, verifica-se que estas cobrem apenas cerca de 35 a 40% dos custos incorridos com a prestação do serviço (estimativa ERSAR relativa a 2007).

No entanto, como referido anteriormente, estes valores oscilam muito entre entidades gestoras devido à grande disparidade a nível nacional nos valores das tarifas cobradas ao utilizador final.

Esta recuperação insuficiente de custos tem claras implicações nos níveis de qualidade do serviço prestado aos utilizadores, dado que condiciona de forma muito significativa novos investimentos de expansão ou renovação e prejudica a qualidade de serviço.

Com o novo regime jurídico dos serviços municipais de abastecimento público de água, de saneamento de águas residuais urbanas e de gestão de resíduos urbanos, publicado a 20 de Agosto de 2009 (Decreto-Lei n.º 194/2009), atendendo ao disposto no artigo 11.º, passou para a esfera de competências da ERSAR a emissão de recomendações gerais relativas a tarifários dos serviços e o acompanhamento do seu grau de adopção por parte das entidades gestoras, divulgando os respectivos

resultados, com o objectivo de promover a eficiência e a qualidade do serviço prestado aos utilizadores e a sustentabilidade económico-financeira das entidades gestoras.

Neste contexto, a ERSAR publicou em 2009 uma recomendação de modo a uniformizar as regras para a definição destes tarifários (Recomendação n.º 1/2009 da ERSAR, sobre a formação de tarifários aplicáveis aos utilizadores finais dos serviços públicos de abastecimento de água para consumo humano, de saneamento de águas residuais urbanas e de gestão de resíduos urbanos).

O principal objectivo da recomendação tarifária dos serviços de águas e resíduos é o de promover a harmonização da estrutura tarifária a nível nacional, bem como fomentar uma maior transparência nas tarifas cobradas aos utilizadores finais, de forma a introduzir uma maior racionalidade aos tarifários aplicados com vista à recuperação tendencial dos custos suportados pelas entidades gestoras em situação de eficiência produtiva. Esta recomendação tem ainda em consideração questões sociais, como a promoção da equidade e a acessibilidade económica do serviço.

As alterações mais importantes previstas nesta recomendação reflectem-se, por isso, sobretudo ao nível da estrutura dos tarifários, definindo especificamente quais os serviços que poderão ser cobrados no âmbito do serviço de gestão de resíduos urbanos, que tarifários distintos poderão ser aplicados e quais os indicadores que poderão servir de base para a avaliação dos encargos a cobrar ao utilizador final.

A recomendação tarifária vem também preconizar a existência de duas componentes na tarifa, uma fixa e uma variável, de modo a repercutirem equitativamente os custos por todos os consumidores. Prevê ainda a possibilidade de serem criados tarifários específicos para famílias carenciadas ou numerosas. Para além disso, são definidos alguns princípios a seguir pelas entidades gestoras no relacionamento com os utilizadores finais dos serviços, designadamente no que respeita à facturação.

De referir ainda que a presente recomendação não refere quaisquer valores ou bandas de valores para os tarifários do serviço de gestão de resíduos urbanos, ficando a definição das tarifas a praticar e dos encargos para os utilizadores finais a cargo das entidades gestoras.

A definição de tarifa variável do serviço de gestão de resíduos para utilizadores domésticos constante da Recomendação Tarifária estipula que aquela é devida em função da quantidade de resíduos recolhidos durante o período objecto de facturação, não excluindo todavia a possibilidade de utilização de métodos de indexação. Não obstante a forma mais rigorosa de proceder ao cálculo da tarifa ser através da pesagem ou volume dos resíduos produzidos em cada alojamento - aplicação do princípio do Pay-as-you-throw (PAYT) - ainda não foram ultrapassados alguns constrangimentos de ordem técnica ou administrativa para a sua aplicação.

Actualmente, ainda não existem casos de aplicação em Portugal de quantificação directa dos resíduos produzidos em cada alojamento, seja por pesagem ou volume, com excepção de experiências piloto em curso que servirão para testar esta tecnologia no nosso país, a qual é já utilizada em alguns países da Europa e da América do Norte.

Na verdade, a aplicação do PAYT institui uma medida eficaz para os objectivos da política de gestão de resíduos, na medida em que constitui um claro incentivo, por via financeira, para promover a separação na origem e aumentar as taxas de recolha selectiva. Por outro lado, é reconhecida a importância da consciencialização da população sobre a importância da correcta gestão de resíduos e a necessidade de estar suportada por um tarifário justo e transparente.

A avaliação da qualidade do serviço

Para o sector regulado, no qual a ERSAR preconiza a recuperação integral dos custos, mas que até Agosto de 2011 se restringe a um número relativamente reduzido de entidades, foram definidos um conjunto de vinte indicadores centrados na defesa dos interesses dos utilizadores, na sustentabilidade das entidades gestoras e na sustentabilidade ambiental.

A ERSAR quantifica e avalia anualmente este conjunto de indicadores, promovendo uma análise comparativa da qualidade de serviço prestada pelas entidades gestoras, procedendo depois à sua divulgação pública através do relatório anual do sector (RASARP), publicado em papel e disponibilizado no seu sítio da Internet em formato digital.

A avaliação da qualidade do serviço prestado aos utilizadores pelas entidades gestoras e a divulgação pública dos resultados contribui de forma inequívoca para uma maior transparência e confiança no sector. Por outro lado, a comparação da qualidade de serviço prestada pelas diferentes entidades constitui uma pressão positiva no sentido da melhoria da qualidade de serviço, com vantagens claras para os utilizadores.

O sistema de avaliação implementado pela ERSAR vem colocar a um nível exigente as metas das entidades gestoras que se encontram na sua esfera de competência, incluindo 20 indicadores de desempenho que procuram traduzir a qualidade dos serviços prestados aos utilizadores, a sustentabilidade das entidades gestoras e ainda a quantificação da sustentabilidade ambiental, e constitui uma peça fundamental do modelo de regulação que tem vindo a ser implementado em Portugal desde 2003.

A sua importância relaciona-se com o facto de constituir um poderoso instrumento promotor de maior eficácia e eficiência na actividade das entidades gestoras, para além de permitir o acesso dos consumidores a informação fiável e de fácil interpretação do serviço que lhes é prestado.

Com um sistema de avaliação com estas características, estendido a todo o território nacional, baseado em conjuntos de indicadores de desempenho e permitindo a comparação do funcionamento de entidades e da qualidade de serviço prestada, pretende-se fundamentalmente contribuir para que as entidades gestoras alcancem níveis de excelência na prestação deste tipo de serviços em Portugal.

No seu conjunto, os indicadores de desempenho seleccionados traduzem, de modo sintético, os aspectos mais relevantes da qualidade de serviço de uma forma que se pretende verdadeira e equilibrada. A apresentação de cada indicador, ao contribuir para a quantificação da qualidade de serviço sob um dado ponto de vista, numa dada área e durante um dado período de tempo, facilita a avaliação do cumprimento de objectivos e a análise de evolução ao longo do tempo. Desta forma, simplifica-se uma análise que por natureza é complexa.

A utilização de mecanismos de avaliação da qualidade de serviço permite adicionalmente a comparação dos resultados entre entidades gestoras similares (benchmarking), cujos resultados são objecto de exposição pública, na medida em que isso incentiva as entidades gestoras no sentido da eficiência, por naturalmente se quererem ver colocados em posição favorável, materializando também um direito fundamental de acesso à informação que assiste a todos os utilizadores.

Individualmente, cada indicador foi definido de acordo com os seguintes requisitos:

- Definição rigorosa, com atribuição de significado conciso e interpretação inequívoca;

- Possibilidade de cálculo pela globalidade das entidades gestoras sem esforço adicional significativo;
- Possibilidade de verificação no âmbito de auditorias externas;
- Simplicidade e facilidade de interpretação;
- Medição quantificada, objectiva e imparcial sob um aspecto específico do desempenho da entidade gestora, de modo a evitar julgamentos subjectivos ou distorcidos.

Colectivamente, os indicadores foram definidos de forma a garantir os seguintes requisitos:

- Adequação à representação dos principais aspectos relevantes do desempenho da entidade gestora, permitindo uma representação global;
- Ausência de sobreposição em significado ou em objectivos entre indicadores;
- Referência ao mesmo período de tempo (o período de avaliação adoptado é o ano civil);
- Referência à mesma zona geográfica, que deve estar bem delimitada e coincidir com a área de intervenção da entidade gestora relativa ao serviço em análise;
- Aplicabilidade a entidades gestoras com características e graus de desenvolvimento diversos.

Um aspecto importante neste sistema de avaliação é o facto de se procurar, também, garantir uma análise e interpretação contextualizada dos indicadores de desempenho de uma determinada entidade gestora, definindo-se, para cada indicador, os respectivos factores de contexto. Estes incluem factores externos que são independentes de opções de gestão (por exemplo, factores climáticos, de ocupação urbanística e de topografia) e factores internos, dependentes de opções de gestão de médio ou longo prazo (por exemplo, materiais e tipos de tecnologia aplicada). Os factores de contexto têm por objectivo único auxiliar a interpretação de alguns indicadores, permitindo-se que cada entidade gestora possa seleccionar, para cada indicador, quando justificável, os respectivos factores de contexto.

A informação necessária para definir o perfil da entidade gestora, os indicadores de desempenho e os factores de contexto é recolhida e tratada pela entidade gestora, incluindo dados internos relativos à própria entidade gestora e ao sistema operado, bem como um conjunto de dados externos, que terá de obter junto de outras fontes.

A qualidade dos dados é essencial para que um sistema de avaliação com estas características seja transparente, objectivo e aceite por todos os intervenientes. Por isso, os dados internos a fornecer pelas entidades gestoras devem: (i) estar de acordo com a definição estabelecida pela ERSAR; (ii) referir-se ao período de tempo a que corresponde a avaliação; (iii) referir-se à área geográfica de intervenção da entidade gestora para o serviço em análise; (iv) ser tão exacto e fiável quanto técnica e economicamente possível. No caso dos dados externos, cujo controlo de qualidade está geralmente fora do controlo da entidade gestora e cuja utilização é principalmente contextual, o seu número deve ser tão reduzido quanto possível e devem: (i) ser originários de estatísticas oficiais sempre que possível, principalmente se for destinado ao cálculo de indicadores; (ii) ser fundamentais para o cálculo ou para a interpretação de um ou mais indicadores de desempenho.

Com a preocupação de atender à fiabilidade dos dados submetidos para a definição dos indicadores de desempenho, é ainda estabelecida uma forma de aferir a precisão desta informação de base. Assim, para cada dado, as entidades gestoras devem indicar, de acordo com a fidedignidade da fonte de informação, uma ordem de grandeza para a sua exactidão. Para tal, é definido um conjunto de intervalos de precisão, conforme se apresenta no Quadro seguinte (ERSAR, 2009).

Quadro 1 – Bandas de exactidão dos dados

Banda de exactidão dos dados	Erro associado ao dado fornecido
0 - 5%	Melhor ou igual a ± 5%
5 - 20%	Pior do que ± 5%, mas melhor que ou igual a ± 20%
20 - 50%	Pior do que ± 20%, mas melhor que ou igual a ± 50%
50 - 100%	Pior do que ± 50%, mas melhor que ou igual a ± 100%
100 - 300%	Pior do que ± 100%, mas melhor que ou igual a ± 300%
> 300 %	Pior do que ± 300%

O conjunto de indicadores utilizados no sistema de avaliação de resíduos urbanos são descritos no quadro seguinte.

Quadro 2 - Sistema de indicadores

Indicador de desempenho	Tipo de sistema	
	Alta	Baixa
Defesa dos interesses dos utilizadores		
– Acessibilidade e qualidade de serviço aos utilizadores		
RU 01 - Cobertura do serviço (%)	•	•
RU 02 - Cobertura da recolha selectiva (%)	•	•
RU 03 - Preço médio do serviço (€/ton)	•	•
– Qualidade do serviço prestado aos utilizadores		
RU 04 - Resposta a reclamações escritas (%)	•	•
Sustentabilidade da entidade gestora		
– Sustentabilidade económico-financeira da entidade gestora		
RU 05 - Rácio de cobertura dos custos operacionais (–)	•	•
RU 06 - Custos operacionais unitários (€/ton)	•	•
RU 07 - Rácio de solvabilidade (–)	•	•
– Sustentabilidade infra-estrutural da entidade gestora		
RU 08 - Reciclagem (%)	•	•
RU 09 - Valorização orgânica (%)	•	–
RU 10 - Incineração (%)	•	–
RU 11 - Deposição em aterro (%)	•	–
RU 12 - Utilização da capacidade de encaixe anual de aterro (%)	•	–
– Sustentabilidade operacional da entidade gestora		
RU 13 - Avarias em equipamento pesado (n.º/10^3 ton/ano)	•	•
RU 14 - Caracterização de resíduos (–)	•	•
– Sustentabilidade em recursos humanos da entidade gestora		

RU 15 - Recursos humanos (n.º/10^6 ton/ano)	•	•
Sustentabilidade ambiental		
RU 16 - Análises realizadas aos lixiviados (%)	•	–
RU 17 – Qualidade dos lixiviados após tratamento (%)	•	–
RU 18 - Utilização dos recursos energéticos (kWh/ton ou L combust./ton)	•	•
RU 19 - Qualidade das águas subterrâneas (%)	•	–
RU 20 – Qualidade das emissões para o ar (%)	•	–
(•) *Aplicável*; (–) *Não aplicável*		

A metodologia aplicada pela ERSAR respeitou uma sequência de fases, de forma a constituir um sistema claro, racional e transparente, conforme consta da Figura seguinte e de acordo com o "Guia de Avaliação da Qualidade dos Serviços de Águas e Resíduos Prestados aos Utilizadores"[3].

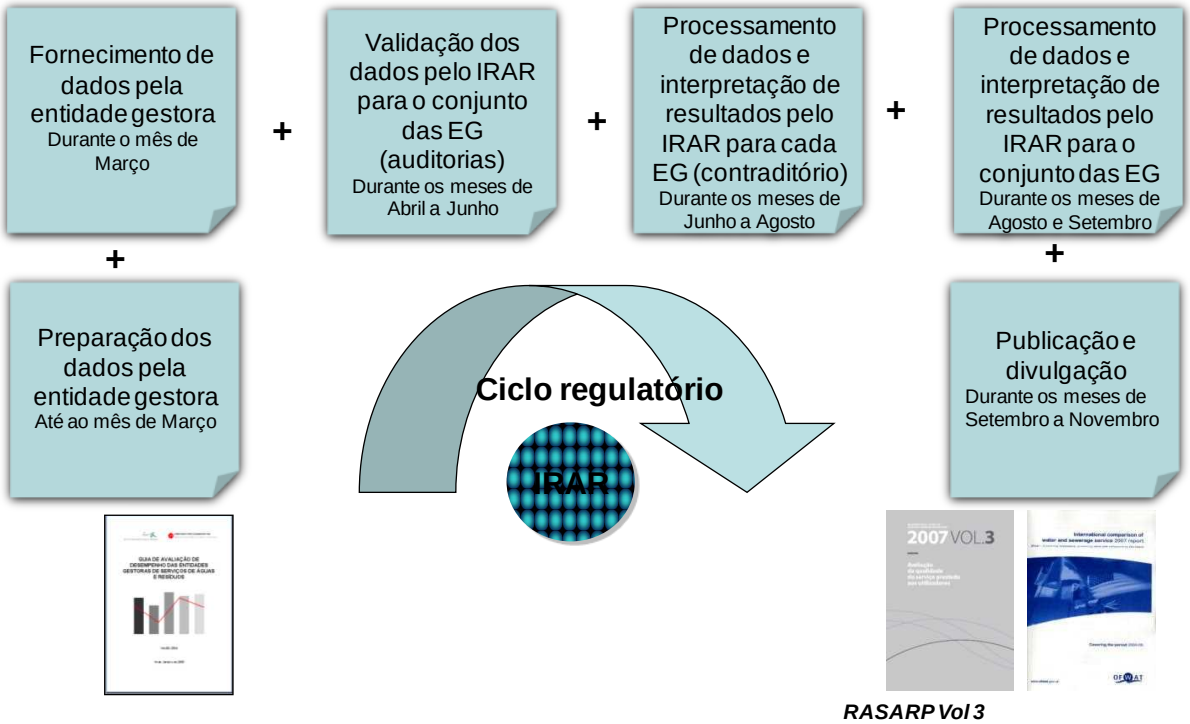


Figura 1 – Ciclo de avaliação da qualidade do serviço de águas e resíduos

Como se pode verificar na tabela abaixo, 90% dos indicadores foram avaliados com bom desempenho, desempenho mediano e insatisfatório. Os restantes 10% referem-se a situações de alerta, em que a qualidade do serviço foi fortemente influenciada por

[3] Guia técnico 12 - Sistema de avaliação da qualidade dos serviços de águas e resíduos prestados aos utilizadores - 1.ª Geração do sistema de indicadores de qualidade de serviço, Série "Guias técnicos" ERSAR.

agentes externos, as variáveis fornecidas não estão conforme as especificações do Guia de Avaliação ou as variáveis não foram fornecidas pelas entidades gestoras.

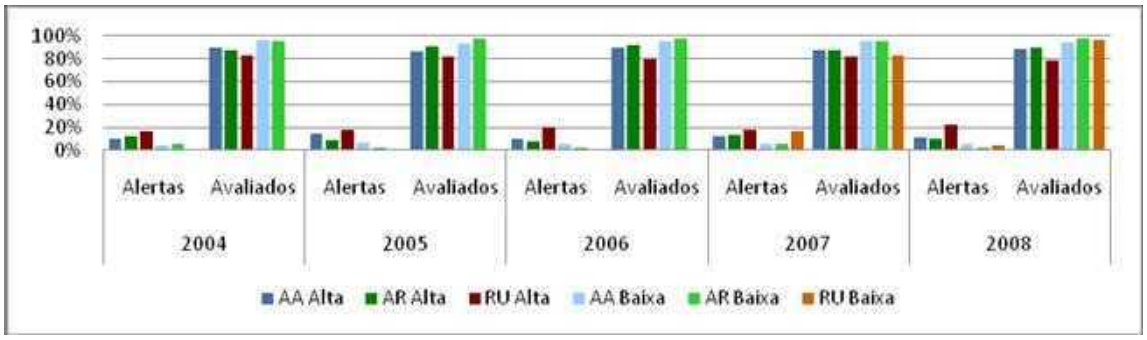


Figura 2 – Resultados dos indicadores efectivamente avaliados

Como balanço das práticas actuais é de referir:

- O elevado espírito de colaboração e profissionalismo por parte das entidades gestoras (100% de respostas);
- A contribuição efectiva para a promoção da eficiência e eficácia das entidades gestoras;
- A adopção sistemática em Portugal deste tipo de avaliação revelou-se extremamente positiva, permitindo a sua comparação a nível internacional..

Com o alargamento do âmbito de actuação da ERSAR a todas as entidades gestoras de abastecimento público de águas, saneamento de águas residuais e de gestão de resíduos urbanos, em virtude da nova orgânica publicada no Decreto-Lei n.º 277/2009, de 2 de Outubro, o que implicará um aumento de 60 para mais de 500 entidades gestoras avaliadas, tornou-se necessário elaborar uma 2.ª geração de indicadores para a avaliação da qualidade do serviço prestado aos utilizadores destes serviços.

Nesta 2.ª geração de indicadores procurou-se reduzir o número de indicadores e melhorar a adequabilidade destes para a avaliação dos sistemas a operar em baixa, uma vez que, face à entrada em vigor da nova orgânica da ERSAR, todas as entidades gestoras passarão a ser integrados neste processo de avaliação.

Assim, no próximo ciclo de avaliação da qualidade do serviço prestado aos utilizadores será definido, entre outros, um indicador de acessibilidade económica aos serviços, que tem por objectivo permitir avaliar a relação entre o encargo médio com estes serviços e o rendimento médio disponível por agregado familiar ao nível do município.

O objectivo deste indicador consiste em assegurar que são identificados potenciais problemas de acessibilidade económica, de modo a criar mecanismos que garantam a universalidade de um serviço essencial ao bem-estar das populações e à protecção do meio ambiente.

O acesso ao serviço

O acesso universal ao serviço de gestão de resíduos mostra-se essencial no garante da saúde e salubridade pública.

Com efeito, como atrás exposto, a sustentabilidade das entidades gestoras de resíduos está condicionada à recuperação total dos custos incorridos com o serviço por via tarifária, o que, no presente, se tem manifestado ainda bastante insuficiente. Todavia, a tarifa não deverá constituir uma barreira para o acesso ao serviço por parte dos utilizadores finais domésticos de menor rendimento, que representam cerca de 6 a 8% da população portuguesa, entendendo-se que para estes utilizadores deverá ser disponibilizado o acesso a um tarifário social, tal como previsto na recomendação tarifária anteriormente mencionada.

Neste quadro, entende-se que as tarifas de abastecimento, saneamento e gestão de resíduos devem ser menores para os utilizadores finais domésticos cujo agregado familiar possua rendimento bruto englobável para efeitos de Imposto sobre o Rendimento de Pessoas Singulares (IRS) que não ultrapasse determinado valor, a fixar pela entidade titular dos serviços, o qual não deverá, no entanto, exceder o dobro do valor anual da retribuição mínima mensal garantida.

Em concreto, a redução recomendada no tarifário social, no caso dos serviços cuja tarifa tenha por base o consumo de água, deve concretizar-se através da isenção das tarifas fixas e da aplicação ao consumo total do utilizador das tarifas variáveis do primeiro escalão, até ao limite mensal de 15m^3 e, nos restantes casos, pela isenção da respectiva tarifa fixa.

Importa também ter em conta a avaliação da acessibilidade económica ao serviço em termos gerais, de modo a se aferir se o encargo médio com o serviço de gestão de resíduos urbanos, no rendimento médio disponível por agregado familiar, de um determinado sistema, não excede aquilo que se considera razoável.

Nesta medida, como atrás referido, a ERSAR definiu, para o próximo ciclo de avaliação da qualidade do serviço prestado aos utilizadores, um indicador de acessibilidade económica aos serviços.

Este indicador, que se apresenta no quadro seguinte, tem por objectivo permitir avaliar a relação entre o encargo médio com estes serviços e o rendimento médio disponível por agregado familiar ao nível do município.

Quadro 3 – Indicador de acessibilidade económica ao serviço

RU03ab – Acessibilidade económica do serviço (%)		
Peso do encargo médio com o serviço de gestão de resíduos urbanos no rendimento médio disponível por agregado familiar na área de intervenção do sistema. RU03ab = dRU39ab / dRU40ab × 100 dRU39ab – Encargo médio com o serviço de gestão de resíduos urbanos (€/ano) dRU40ab – Rendimento médio disponível familiar (€/ano)		
Valores de referência para sistemas em	alta	baixa
Qualidade do serviço boa	[0,0; 0,25]	[0; 0,50]
Qualidade do serviço mediana	]0,25 0,50]	]0,50; 1,00]
Qualidade do serviço insatisfatória	]0,50; +∞ [	]1,00; +∞ [
Código IRAR anterior: -		

Como se pode verificar o indicador é formulado pelo rácio entre o dado relativo ao encargo médio com o serviço de gestão de resíduos urbanos, que consiste no valor dos encargos anuais suportados por um agregado familiar relativo ao serviço de gestão de resíduos urbanos e o dado referente ao rendimento médio disponível familiar, o qual é definido pelo rendimento médio disponível por agregado familiar na área de intervenção do sistema.

Nos quadros 4 e 5 são apresentadas as designações, definições, unidades, formulação, fiabilidade e os comentários dos dados anteriormente referidos.

Quadro 4 – Dado de encargo médio com o serviço de gestão de resíduos urbanos aplicável aos sistemas em baixa

dRU39b – Encargo médio com o serviço de gestão de resíduos urbanos (€/ano)
Valor dos encargos anuais suportados por um agregado familiar relativo ao serviço de gestão de resíduos urbanos. Dado proveniente de: Entidade gestora Referente ao ano em análise
Nestes encargos devem incluir-se as tarifas fixas e variáveis para consumidores domésticos. Nos casos em que o tarifário: - depende do consumo de água, consideram-se 120 m^3; - depende da tipologia urbana e rural, considera-se a urbana; - depende da frequência de recolha, considera-se a mais frequente; Nos restantes casos tarifários, adopta-se o que tem maior significado relativamente ao universo abordado. Para efeitos de cálculo do dado não devem ser considerados os valores, ainda que destinados ao serviço de gestão de resíduos, que dependem, entre outros, do valor patrimonial ou da área da habitação. A cobrança destes valores bem como o método de apuramento dos mesmos devem ser mencionados no campo de observações deste dado. Usado para: RU03ab – Acessibilidade económica do serviço (%) Código IRAR anterior: -
Fiabilidade: ★★★ - Valor determinado com base no tarifário em vigor e na ausência de demais taxas genéricas não contabilizadas que impendem sobre os consumidores; ★★ - Não aplicável; ★ - Valor determinado com base no tarifário em vigor e existindo demais taxas genéricas não contabilizadas que impendem sobre os consumidores.

Quadro 5 – Dado de rendimento médio disponível familiar

dRU40ab – Rendimento médio disponível familiar (€/ano)

Rendimento médio disponível por agregado familiar na área de intervenção do sistema, calculado da seguinte forma:

$$dRU40ab = \frac{\sum_{i=1}^{n} RMN_{agreg} \times IPC_i \times P_{resid_i}}{\sum P_{resid_i}}$$

RMN_{agreg} é o rendimento médio nacional disponível por agregado familiar, e

IPC_i é o índice de poder de compra por município,

$P_{resid\,i}$. é a população residente por município.

Dado proveniente de: IRAR, calculado com base em dados do INE

Referente ao ano em análise

À data de elaboração do presente guia, os dados disponibilizados pelo INE são:

Rendimento médio disponível das famílias por município – INE 2006, actualizado ao índice harmonizado de preços ao consumidor (IHPC).

IPC_c por município – INE 2006 – índice de poder de compra por município.

Quando um sistema prestar serviços a mais do que um município deverá ponderar-se o rendimento das famílias por município, tendo por base a informação das estimativas da população residente para o ano em avaliação divulgado pelo INE.

Este dado é usado para avaliar a acessibilidade económica dos serviços de abastecimento de água, de gestão de águas residuais e de gestão de resíduos urbanos (idêntico a dAA54ab – Rendimento médio disponível familiar (€/ano) e dAR58ab – Rendimento médio disponível familiar (€/ano)).

Usado para: RU03ab – Acessibilidade económica do serviço (%)

Código IRAR anterior: -

Fiabilidade:

★★★ - Valor determinado com base em valores referentes ao ano em análise;

★★ - Valor determinado com base em valores referentes ao ano em análise e anos anteriores;

★ - Valor determinado com base em valores referentes a anos anteriores.

A disponibilização regular pela ERSAR dos resultados da aplicação do indicador ajudará os decisores a nível estatal e municipal a tomar as melhores opções, permitindo-lhes obter uma melhor noção sobre os impactos sociais das suas decisões.

Se é óbvio que é necessário assegurar a cobertura dos custos para, nomeadamente, assegurar a sustentabilidade da prestação dos serviços, evitar baixar a qualidade de serviço, permitir expandir e renovar o sistema e não passar para a próxima geração o ónus do seu envelhecimento e eventual colapso, o valor do encargo com o serviço não deverá penalizar significativamente o rendimento médio disponível familiar.

A recolha de fundos para pagar estes investimentos pode ser conseguida através de três vias distintas, habitualmente designadas pelos 3Ts:

- Pela cobrança de Tarifas, que é a opção preconizada pela Directiva europeia (princípio do utilizador-pagador) promovendo a equidade e a sensibilização para uma boa utilização dos recursos;
- Pelo recurso a receitas fiscais (Taxes), que é uma opção a utilizar apenas quando necessário, para reduzir custos ao consumidor, embora contrarie o princípio do utilizador-pagador;

- Pelo recurso às Transferências do exterior (ex. fundos comunitários), que é uma opção a utilizar sempre que possível, pois permite reduzir custos ao consumidor.

A redução da cobrança de tarifas à custa da receitas fiscais e ou das transferências externas deve ser uma decisão política das entidades competentes, tendo em conta a necessidade de moderação tarifária. Com a disponibilização deste indicador, bem como dos valores máximos recomendados pela ERSAR, os decisores terão uma base mais fundamentada para decidirem se há condições para a cobertura de custos ser conseguida exclusivamente pelas receitas tarifárias, quando o Indicador de Acessibilidade Económica estiver abaixo dos máximos recomendados pela ERSAR, ou se têm efectiva necessidade de recorrer às transferências, quando disponíveis, ou mesmo a receitas fiscais, como por exemplo impostos municipais.

Para assegurar níveis de acessibilidade económica aceitáveis em todo o território nacional, dever-se-á prever a possibilidade de criação de um mecanismo nacional de perequação que permita moderar as tarifas em regiões onde, caso se seguisse uma política de recuperação integral de custos, comportariam encargos excessivamente altos para o utilizador final dos serviços.

Este mecanismo destinar-se-ia a subsidiar os tarifários aplicados aos utilizadores domésticos em municípios onde a conjugação de elevado custo dos serviços e de menor poder de compra das famílias tornariam incomportáveis os tarifários.

Os principais desafios resultantes da aplicação deste fundo consistem no aumento tarifário generalizado como condição de sustentabilidade das entidades gestoras, na atenuação da dificuldade na acessibilidade económica aos serviços pelas famílias com menores recursos financeiros e na necessidade de moderação tarifária nas regiões com menor capacidade económica.

Conclusão

Com a regulação pretende-se uma maior protecção dos utilizadores dos serviços de águas e resíduos, evitando possíveis abusos decorrentes dos direitos de exclusivo, por um lado, no que se refere à garantia e ao controlo da qualidade dos serviços públicos prestados e, por outro, no que respeita à supervisão e ao controlo dos preços praticados, que se revela essencial por se estar perante situações de monopólio natural, ou administrativo. Pretende-se também assegurar, quando aplicável, as condições de igualdade e transparência no acesso e no exercício destas actividades e nas respectivas relações contratuais, bem como consolidar um efectivo direito público à informação geral sobre o sector e sobre cada uma das entidades gestoras.

A consolidação da regulação dos serviços de águas e resíduos é imprescindível ao desenvolvimento deste sector, caracterizado por um elevado número de entidades gestoras, com grande diversidade de dimensões e capacidades e de modelos de gestão, pois só assim será possível conciliar objectivos tendencialmente conflituantes, como a protecção dos interesses dos utilizadores, a salvaguarda da viabilidade económica das entidades gestoras e dos seus legítimos interesses, a consolidação do restante tecido empresarial do sector não regulado e a salvaguarda dos aspectos ambientais.

Uma sociedade mais moderna e estruturada passa pelo reforço dos instrumentos especializados e autonomizados para o exercício de funções de Estado em áreas nas quais, pelas suas características, se pretende uma intervenção regulatória mais aprofundada, isenta, competente e estável no tempo. Esses instrumentos, desenvolvidos sobretudo pelas entidades reguladoras dos serviços, constituem uma experiência em desenvolvimento em todo o mundo, que têm vindo a atravessar

períodos de maior ou menor expansão e mesmo de alguma polémica, mas cujos contributos são já visíveis e

A SOLUÇÃO DE SIG G/INTERAQUA

Eduardo RIBEIRO DE SOUSA[1]; Carlos MARIANO[2]; Carlos GODINHO[3]

RESUMO

A solução de SIG G/InterAqua constitui-se como uma solução integrada, incluindo componentes de *Desktop*, *Web* e de *Mobilidade*, que se adequa aos processos de planeamento, operação e manutenção, desenvolvidos na generalidade das empresas e entidades gestoras do sector.

Esta solução, desenvolvida pela AQUASIS especificamente para o sector de abastecimento de água e de águas residuais, é, indiscutivelmente, a solução mais utilizada no mercado nacional, quer quanto ao número de entidades gestoras e empresas do sector que a utilizam, quer quanto ao número de postos em exploração.

Na presente comunicação, apresentam-se algumas das características diferenciadoras da solução de SIG G/InterAqua, nomeadamente:

- ao nível da arquitectura informática;
- ao nível da estruturação de dados;
- ao nível da integração de dados;
- ao nível da integração de sistemas;
- ao nível das funcionalidades de análise.

Apresentam-se, também, alguns casos de sucesso na utilização da solução de SIG G/InterAqua, em Portugal e em Espanha, e as perspectivas de evolução, tanto ao nível da solução propriamente dita, como da sua integração com outros sistemas de informação.

Palavras-chave: SIG, abastecimento de água, saneamento, drenagem, águas residuais, sistema de informação, tecnologias de informação.

---

[1] Engenheiro Civil (IST), Doutor em Engenharia Civil, Administrador Executivo da AQUASIS, Sistemas de Informação, S.A., Professor Associado, do Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, do Instituto Superior Técnico.

[2] Licenciado em Engenharia Informática, Coordenador do Departamento de Sistemas de Informação da AQUASIS, Sistemas de Informação, S.A..

[3] Frequência do Curso Superior de Informática, Assessor do Departamento de Sistemas de Informação da, AQUASIS, Sistemas de Informação, S.A..

1 INTRODUÇÃO

Ao longo dos últimos 9 anos, os autores desta comunicação têm vindo a coordenar uma equipa de técnicos da AQUASIS, responsável pelo desenvolvimento de uma solução de SIG, vocacionada para o sector de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais, designada por G/InterAqua.

A solução de SIG G/InterAqua é, indiscutivelmente, a solução mais utilizada no mercado nacional, quer quanto ao número de entidades gestoras e empresas do sector que a utilizam, quer quanto ao número de postos em exploração, estando, também, em exploração, nos mercados de Angola e de Espanha.

A solução de SIG G/InterAqua foi desenvolvida tendo em vista a sua utilização em diversos processos das entidades gestoras e empresas do sector, nomeadamente:

- cadastro;
- exploração e manutenção;
- divulgação e partilha de informação.

O **cadastro**, entendido como a representação espacial e caracterização de todos os elementos que constituem os activos da empresa ou da entidade gestora, é o suporte para o desenvolvimento de muitos dos processos e aplicações informáticas empresariais. Neste sentido, a solução incorpora um vasto conjunto de temas e funcionalidades que lhe conferem a abrangência e robustez necessárias a algo que se irá constituir como um dos pilares para o desenvolvimento de sistemas de informação.

A solução de SIG G/InterAqua não pretende centralizar em si todos os diferentes processos inerentes à **exploração e manutenção** dos sistemas; no entanto, sendo, por definição, o único sistema de informação com uma representação espacial dos activos, é indispensável que esta seja disponibilizada a outros sistemas de informação, nomeadamente os CRM (*Custom Relationship System*) e os SMGA (Sistema de Manutenção e Gestão de Activos), de forma a torná-los mais eficientes. A introdução de *Web Services*, via tecnologias *wireless* de transmissão de dados, na solução de SIG G/InterAqua, conferem a possibilidade de se aceder, em campo, sob a forma digital, a todos os dados dos activos actualizados e à transmissão de ordens de serviço *on-line*. A substituição das tradicionais cartas de cadastro, em papel, que rapidamente se desactualizam, pela informação de cadastro em suporte digital, traz enormes benefícios às equipas de campo, facilitando o seu trabalho e permitindo maiores rendimentos.

Uma das iniciativas mais interessantes, do ponto de vista do retorno financeiro, que se podem desenvolver com a solução de SIG G/InterAqua, corresponde à **divulgação e**

partilha de informação de cadastro pelos diferentes técnicos da empresa. Utilizando a tecnologia *Web,* toda a informação sobre os activos e os dados de exploração e manutenção relevantes podem ser visualizados por todos os técnicos da empresa ou da entidade gestora, sem que para isso se exija uma formação específica, a partir de um *browser* instalado no seu computador.

A solução de SIG G/InterAqua está desenvolvida sobre o *software* da família *GeoMedia*, da *Intergraph Corporation*, e utiliza o motor de base de dados *Oracle*, da *Oracle Corporation*, garantindo-se, deste modo:

- a valorização absoluta dos dados, devido à utilização directa de tecnologias *standard* de bases de dados, sem necessidade de *software* intermédio para os dados espaciais;
- o alinhamento pelos padrões das tecnologias de informação, nomeadamente Microsoft.NET, *Web Services*, VC++, VB6, SQL.

Sobre os produtos de *software* referidos, foi desenvolvido um modelo de dados e um vasto conjunto de módulos aplicacionais, vocacionados para a resolução das questões que se colocam à gestão dos sistemas de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais, que diferenciam a solução de SIG G/InterAqua, em particular:

- ao nível da arquitectura informática: a solução de SIG G/InterAqua apresenta uma grande flexibilidade na constituição de postos de trabalho; de facto, nesta solução poderão ser constituídos postos de trabalho diversificados, com valências diversas e orientados para as necessidades específicas por tipo de utilizador; assim, existem postos de administração, postos de edição e análise e postos de consulta, além de componentes direccionadas para a *Mobilidade* e para a *Web*;
- ao nível da estruturação de dados: a solução de SIG G/InterAqua permite integrar, não só os dados de caracterização dos seus elementos constituintes, mas também todas as alterações que sejam efectuadas sobre os activos da empresa, constituindo, deste modo, um histórico sobre as evoluções que se verificam nos sistemas de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais;
- ao nível da integração de dados: a solução de SIG G/InterAqua permite integrar dados provenientes de diversas origens e em diversos formatos, sem necessidade de quaisquer conversões;
- ao nível da integração de sistemas: a solução de SIG G/InterAqua disponibiliza um conjunto de serviços que facilitam a integração com outros sistemas de informação, em particular com os sistemas de manutenção e gestão de activos e com os sistemas de clientes; adicionalmente, esta solução está desenvolvida com base num conceito de metadados, o que permite configurar o acesso a dados de outras fontes e consultá-los num dos componentes da solução;
- ao nível das funcionalidades de análise: a solução de SIG G/InterAqua, para além das funcionalidades intrínsecas à utilização da tecnologia *GeoMedia* (geração de

áreas de influência, cálculo de intercepção, subtracção e adição de áreas, produção de mapas temáticos, entre outras) disponibiliza um conjunto adicional de funcionalidades, desenvolvido especificamente para o sector, nomeadamente: traçado de perfis longitudinais de colectores e adutoras, produção de ficheiros topológicos para *EPANET* e *SWMM*, gestão e produção de saídas gráficas, relatórios, estatísticas e inventários.

2 ARQUITECTURA INFORMÁTICA

A solução de SIG G/InterAqua foi desenvolvida segundo uma lógica modular, com o objectivo de disponibilizar uma ferramenta de suporte aos processos fundamentais da gestão e exploração técnica das empresas e das entidades gestoras do sector da água. Esta solução é suportada por uma estrutura de metadados, parametrizável por ferramenta específica, onde podem ser definidas relações com dados existentes noutras bases de dados da empresa e da entidade gestora e até externas.

A solução de SIG G/InterAqua compreende três componentes (Figura 1) que se complementam e dão resposta aos contextos de utilização no seio das empresas ou das entidades gestoras, designadamente:

- componente *Desktop*;
- componente *Mobilidade*;
- componente *Web*.

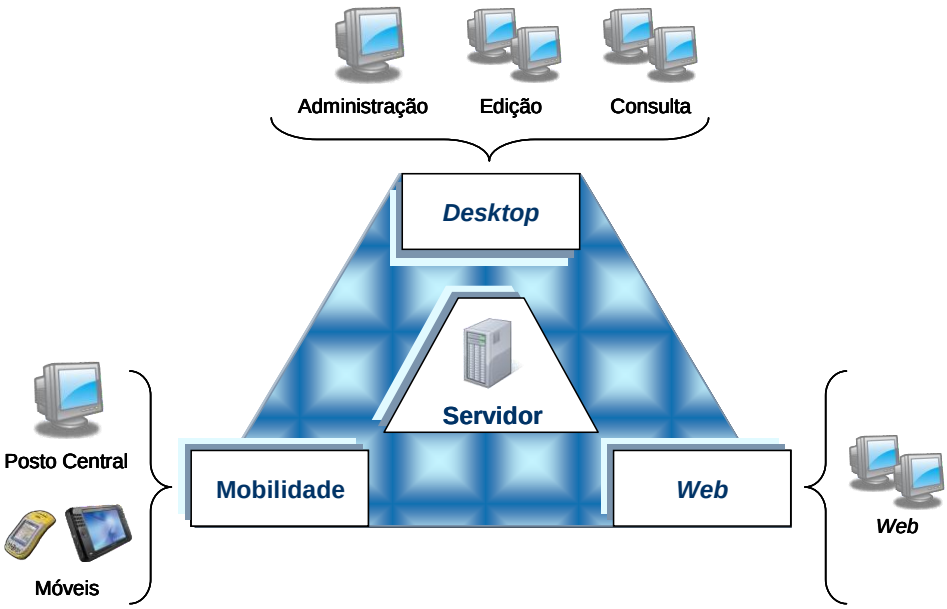


Figura 1. Arquitectura informática da solução de SIG G/InterAqua: componentes

A componente G/InterAqua *Desktop* integra o seguinte conjunto de tipos de postos de trabalho: Administração; Edição e Consulta

Os postos de trabalho referidos são configurados e parametrizados com módulos aplicacionais, uns requeridos obrigatoriamente pela solução (módulos nucleares) e outros opcionais que lhes conferem determinadas especificidades (Figura 2).

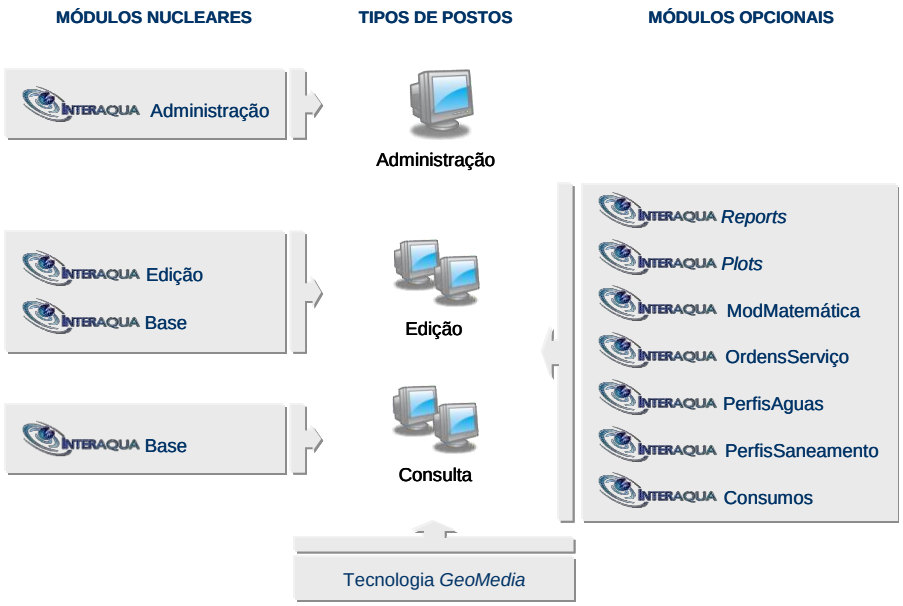


Figura 2. Componente *Desktop*: tipos de postos e módulos aplicacionais

3 ESTRUTURAÇÃO DE DADOS

A solução de SIG G/InterAqua integra um conjunto de modelos de dados que se constituem como o repositório dos dados de caracterização dos temas mais relevantes para as entidades e empresas do sector. Actualmente, estão desenvolvidos os seguintes modelos de dados:

- águas de abastecimento;
- águas residuais e pluviais;
- parcelas cadastrais;
- loteamentos;
- resíduos sólidos urbanos;
- explorações agro-pecuárias.

Os modelos de dados mencionados foram desenvolvidos sob uma lógica de contentores de informação, que se vão somando para a construção de cada um dos modelos de dados. Estes contentores de informação podem residir em bases de dados externas e sob diferentes formatos, sendo transparente para o utilizador a origem dos contentores de informação. Este princípio básico deixa em aberto as mais diversas possibilidades de integração, de dados e de sistemas; neste sentido, a solução de SIG G/InterAqua é

entendida, nas empresas e entidades gestoras, como uma peça integrante de diversos sistemas de informação e não apenas como um sistema de cadastro georreferenciado.

Um dos contentores de informação que se tem revelado de grande utilidade para as diferentes empresas e entidades gestoras que utilizam a solução de SIG G/InterAqua, corresponde à componente multimédia (Figura 3). A solução de SIG G/InterAqua permite a integração de diferentes tipos de multimédia na base de dados e a sua associação, numa relação de n para n, aos elementos de cadastro, facultando, para o efeito, uma ferramenta designada por catálogo multimédia.

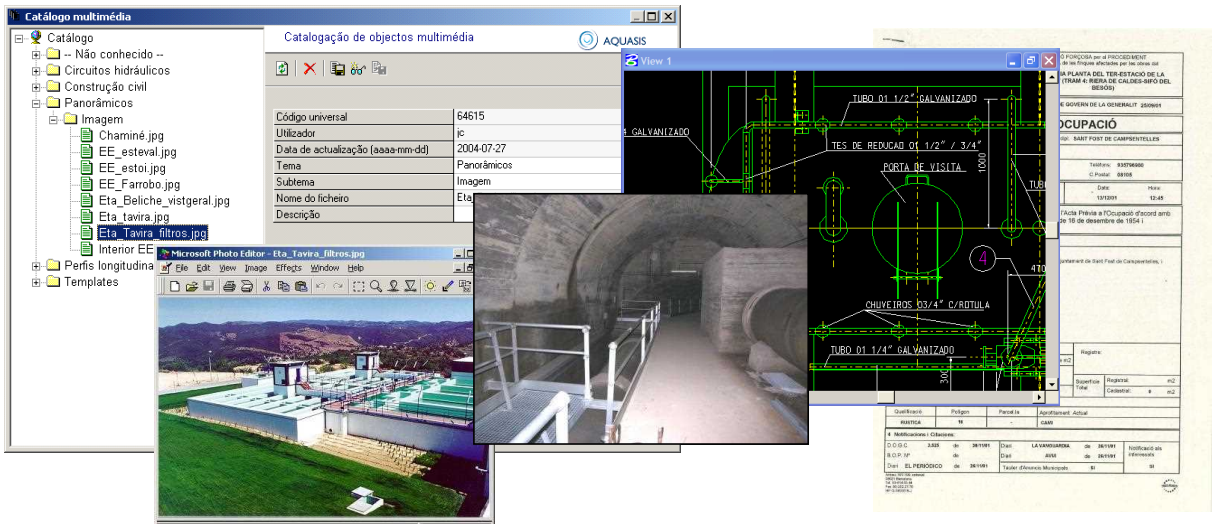


Figura 3. Catálogo multimédia da solução de SIG G/InterAqua

A forma como estão concebidos os modelos de dados permite, ainda, que possam ser estabelecidas relações de 1 para n entre os contentores de informação, o que é bastante relevante quando, por exemplo, se pretende relacionar uma dada tubagem com todas as intervenções que sobre ela foram executadas.

A solução de SIG G/InterAqua permite integrar, não só os dados de caracterização e localização geográfica dos seus elementos constituintes, mas também todas as alterações que sejam efectuadas sobre os activos (gráficas e/ou alfanuméricas), que ocorrem em função de uma Ordem de Serviço. Deste modo, constitui-se um histórico sobre as evoluções que se verificam nos sistemas de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais, ditadas por Ordens de Serviço.

Por último, é de destacar o enorme contributo que as diferentes empresas e entidades gestoras, utilizadoras da solução G/InterAqua, têm dado para a consolidação dos modelos

de dados existentes, os quais têm vindo a ser constantemente melhorados na última década.

4 INTEGRAÇÃO DE DADOS

A maior ou menor facilidade com que se integram os dados num SIG é fundamental para que se possa usufruir dos benefícios da sua utilização no menor prazo possível. A utilização dos produtos da família *GeoMedia*, da *Intergraph Corporation*, na base da solução G/InterAqua, é determinante para minimizar o esforço de integração de dados. De facto, uma das características mais relevantes da tecnologia *GeoMedia* corresponde à interoperabilidade entre soluções, produtos e dados. Esta característica pode ser definida como a capacidade de integração de vários componentes de *software*, independentemente das organizações ou fabricantes, do formato ou plataforma em que foram desenvolvidos. Neste contexto, pode ser considerada um cliente universal de sistemas de informação geográfica, uma vez que permite integrar dados provenientes de diversas origens e em diversos formatos, sem necessidade de quaisquer conversões. Adicionalmente, a solução de SIG G/InterAqua incorpora um vasto conjunto de funcionalidades que optimizam todo o processo de integração de dados existentes em formato digital (bases de dados, folhas de cálculo, desenhos *CAD*), quando essa integração se justifica, nos respectivos modelos de dados.

Numa perspectiva de exploração do sistema, a integração de dados na solução de SIG G/InterAqua é facilitada pela utilização da componente de Mobilidade. A componente de Mobilidade pode ser desenvolvida de diferentes modos, consoante o contexto de utilização pretendido. Por exemplo, no caso da EPAL - Empresa Portuguesa das Águas Livres, S.A., uma das componentes de Mobilidade está inserida no processo de gestão de Ordens de Serviço garantindo-se, por esta via, a integração no SIG de todos os dados obtidos nas intervenções na rede (Figuras 4 e 5). Em outras entidades gestoras, a componente Mobilidade visa, sobretudo, a actualização do registo dos activos.

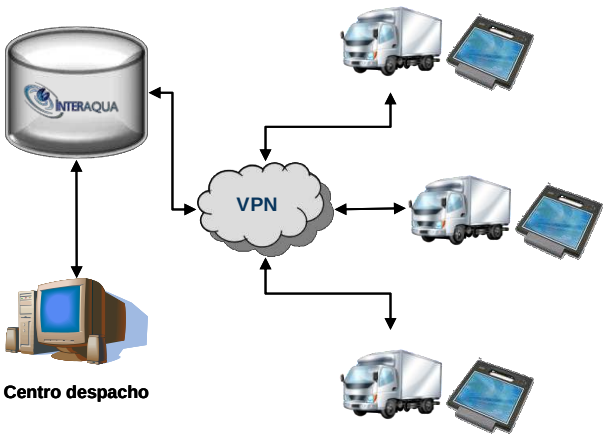


Figura 4. Esquema funcional de uma das componentes de Mobilidade da EPAL

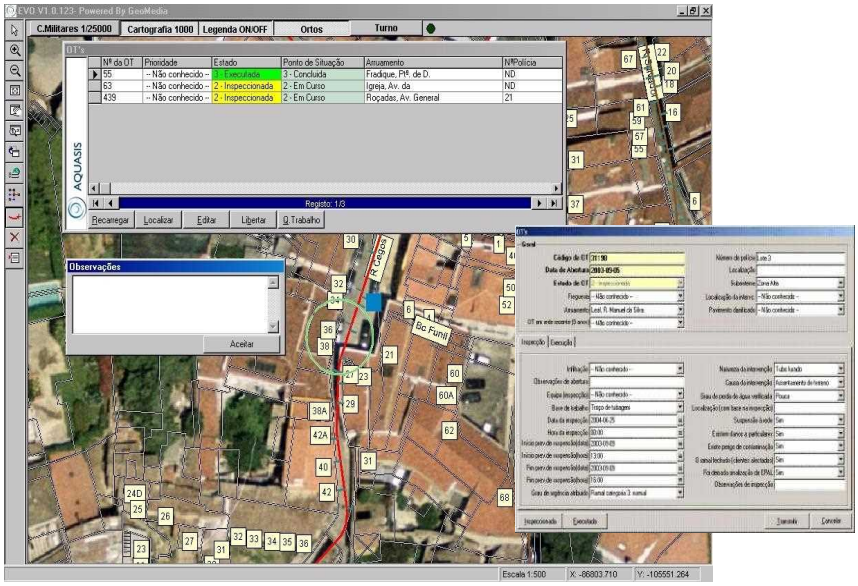


Figura 5. Gestão de Ordens de Serviço na componente Mobilidade da EPAL

5 INTEGRAÇÃO DE SISTEMAS

Actualmente, as empresas e entidades gestoras que actuam no mercado da água são confrontadas com um aumento significativo das exigências da qualidade dos serviços prestados e, não menos importante, por exigências de uma gestão orçamental eficaz. A abordagem destes aspectos requer a utilização de sistemas de informação que sustentem os modelos de gestão das empresas e que agilizem as actividades a desenvolver em cada uma das áreas específicas de actuação.

Em larga medida, os sistemas de informação em exploração (ERP, SIG, CRM, SCADA, entre outros) necessitam utilizar os mesmos dados de base e, em alguns casos, a informação produzida por alguns desses sistemas é indispensável à modelação de processos realizados pelos outros sistemas de informação. Neste contexto, a integração de sistemas é decisiva para rentabilizar ao máximo as capacidades de cada um deles e reduzir as situações de replicação de dados.

O conceito subjacente ao seu desenvolvimento, bem como a disponibilização, pela solução de SIG G/InterAqua, de um conjunto de serviços, tem facilitado a integração já realizada, em diversas empresas e entidades gestoras com outros sistemas de informação. A título ilustrativo, apresenta-se a integração realizada na *EMALSA - Empresa Mixta de Águas de Las Palmas, S.A.*, que envolveu:

- um sistema de CRM proprietário;
- um sistema de gestão e manutenção de activos (Maximo da IBM);
- um sistema de localização de frotas (AVL - *Automatic Vehicle Location*);
- a solução de SIG G/InterAqua.

Nesta integração, os quatro sistemas de informação comunicam entre si, partilhando informação e evitando a redundância de dados, tendo como objectivo comum a gestão das Ordens de Serviço (Figuras 6 e 7). Com o sistema integrado, obteve-se uma minimização dos custos envolvidos e uma melhoria do serviço ao cliente, mantendo-os informados, em tempo real, do estado das intervenções na rede de água e de saneamento de águas residuais.

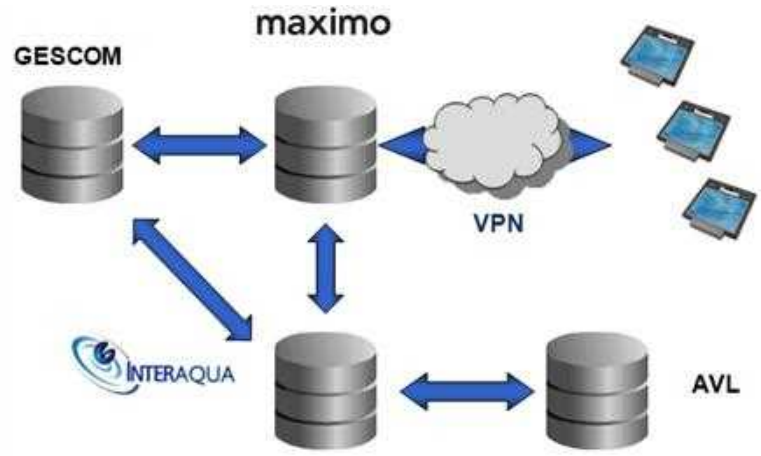


Figura 6. Esquema da integração na *EMALSA - Empresa Mixta de Águas de Las Palmas, S.A*.

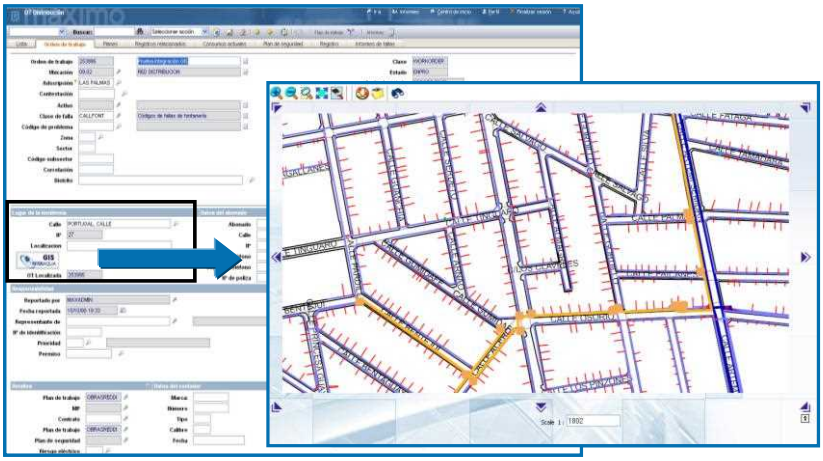


Figura 7. Integração do sistema de manutenção Maximo com a solução de SIG G/InterAqua

Para além do exemplo referido, têm vindo a ser realizadas, em diversas entidades gestoras, integrações com outros sistemas de informação, em particular com os CRM. Estas integrações visam, sobretudo:

- a consulta, em ambiente SIG, de dados de consumo e de características de consumidores;
- a consulta, no CRM, de clientes que ficam sem abastecimento, devido à realização de uma intervenção na rede;
- a obtenção dos consumos registados no CRM agregados a nós da rede de distribuição (especial relevância para a modelação matemática).

De seguida, apresentam-se exemplos de integrações realizadas entre a solução de SIG G/InterAqua e diferentes CRM:

- EPAL - Empresa Portuguesa das Águas Livres: G/InterAqua ↔ AQUAMATRIX (EPAL);
- Águas do Sado: G/InterAqua ↔ AQUAMATRIX (EPAL);
- Serviços Municipalizados de Aveiro: G/InterAqua ↔ ELAG (LOGICA);
- Serviços Municipalizados de Oeiras e Amadora: G/InterAqua ↔ UBS (LOGICA);
- Águas de Cascais: G/InterAqua ↔ ACQUAMANAGER.

6 FUNCIONALIDADES DE ANÁLISE

Para além das funcionalidades típicas de um SIG, nativas na tecnologia *GeoMedia*, a solução de SIG G/InterAqua incorpora um vasto conjunto de funcionalidades, das quais se destacam:

- traçado de perfis longitudinais de colectores e adutoras (Figura 8);
- gestão e produção de saídas gráficas, relatórios, inventários e estatísticas (Figuras 9 e 10);
- marcação de áreas de suspensão, com identificação de ramais afectados e das válvulas de seccionamento que a definem;
- integração com o EPANET (Figura 11) e o SWMM;

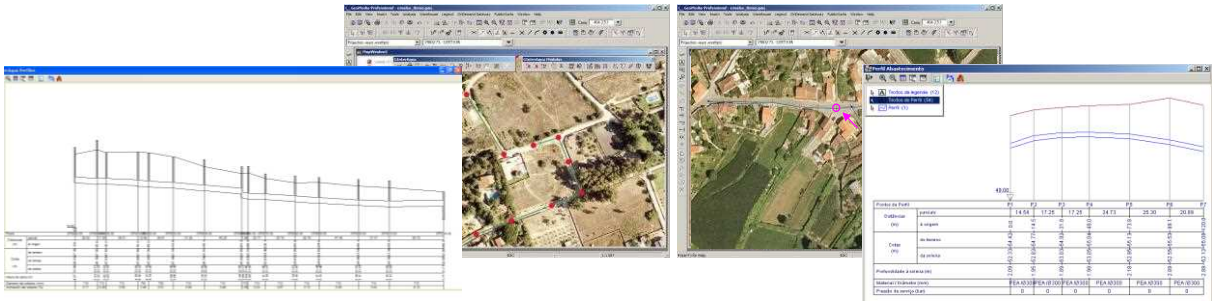


Figura 8. Traçado de perfis longitudinais de colectores e adutoras

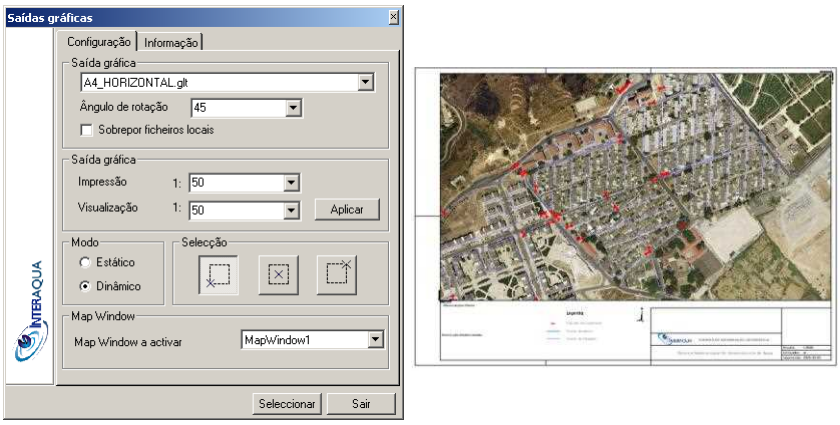


Figura 9. Produção de saídas gráficas

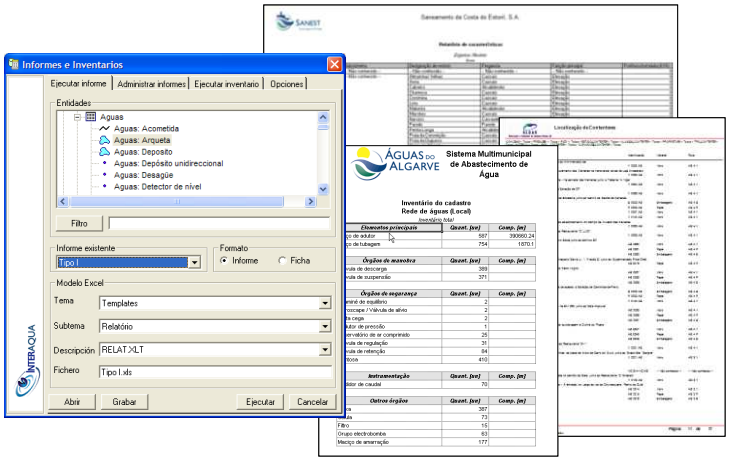


Figura 10. Gestão e produção de relatórios, inventários e estatísticas

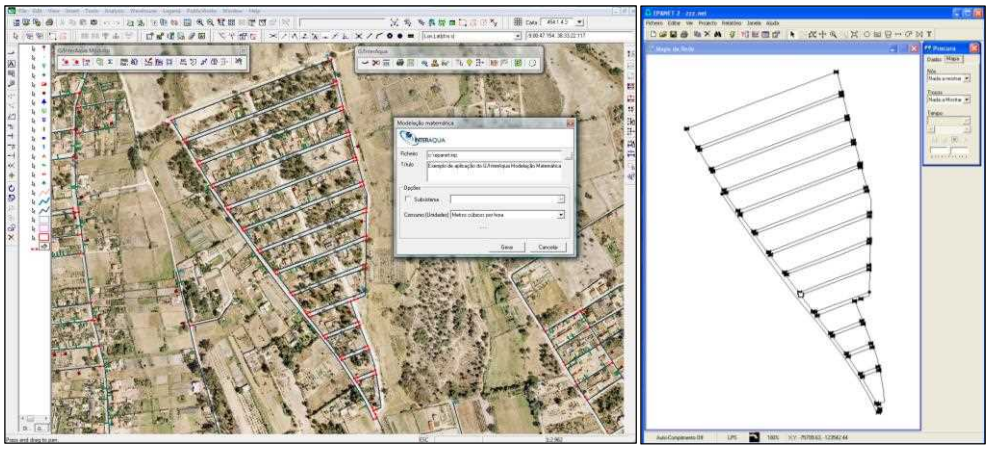


Figura 11. Produção de ficheiros para o EPANET

7 UTILIZADORES DA SOLUÇÃO DE SIG G/INTERAQUA

A disponibilização ao mercado da solução de SIG G/InterAqua iniciou-se em 2000. Desde esta data, têm sido inúmeras as empresas e entidades gestoras que utilizam a solução de SIG G/InterAqua, tanto as empresas e entidades gestoras responsáveis pelos sistemas multimunicipais, como pelas que são responsáveis pela distribuição e drenagem em baixa.

Em 2007, iniciou-se a internacionalização da comercialização da solução de SIG G/InterAqua com a sua colocação nos mercados Espanhol e Angolano (Figura 12).



Figura 12. Principais utilizadores da solução de SIG G/InterAqua

Os utilizadores da solução de SIG G/InterAqua têm sido os principais motores do seu desenvolvimento e constante actualização. De facto, o contributo dos utilizadores, quer na consolidação do modelo de dados, quer ainda na apresentação de sugestões para o desenvolvimento de módulos aplicacionais, tem sido decisivo para que a solução de SIG G/InterAqua esteja perfeitamente adaptada aos processos de negócio e contribua para uma maior eficácia na gestão do dia-a-dia das empresas e entidades gestoras do sector.

8 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Um dos factores que têm contribuído para o sucesso da solução de SIG G/InterAqua é a constante procura de novos desenvolvimentos que dêem resposta as solicitações e necessidades dos seus utilizadores.

Neste sentido, a equipa técnica responsável pela manutenção evolutiva da solução de SIG G/InterAqua, tem previsto, a curto prazo, os seguintes desenvolvimentos:

- novas ferramentas de produtividade que agilizem o processo de importação de dados;
- módulos de *Business Inteligence* com georreferenciação de resultados (*pie-charts*, *bar-charts*);
- placar informativo com alertas de sistema e mensagens de utilizadores.

- novos módulos para a *Web*, à semelhança dos já existentes em *Desktop*, nomeadamente gestão Ordens de Serviço, catálogo multimédia, relatórios e estatísticas, modelação matemática e análise de redes.
- novos *Web Services* para integração de sistemas e para disponibilização de dados a terceiros.
- funções de edição de dados gráficos, nos equipamentos móveis;
- funções de apoio à navegação.

Alguns dos desenvolvimentos referidos encontram-se já em versão *beta*, como é o caso da associação de funções de apoio à navegação na componente de Mobilidade (Figura 13).

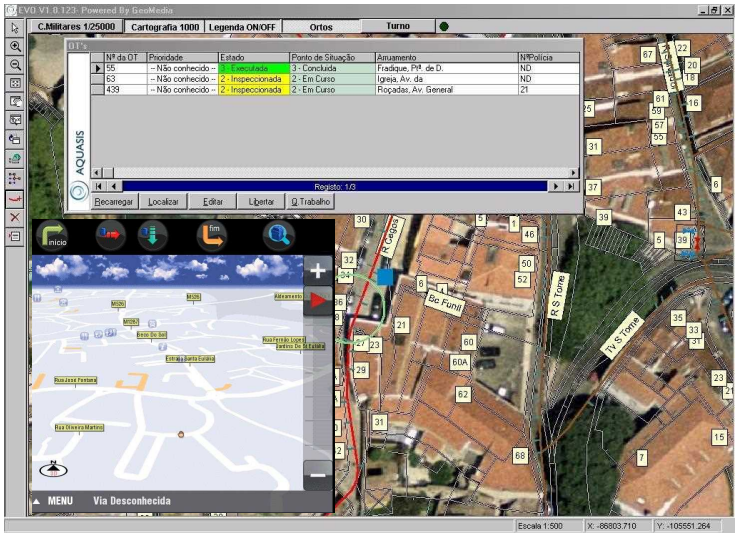


Figura 13. Funcionalidades de apoio à navegação nos postos móveis.

AGRADECIMENTOS

São devidos especiais agradecimentos aos utilizadores da solução de SIG G/InterAqua, que têm contribuído decisivamente para o seu desenvolvimento, constante actualização e alinhamento com os processos de negócio das empresas e entidades gestoras do sector.

O PROGRAMA "ÁGUA PARA TODOS"

Abastecimento de água potável às zonas rurais de Angola

Diogo TALONE [(1)]; Ana NUNES [(2)]; João NASCIMENTO [(3)]; Daniel FERREIRA [(4)]; Eurico FONSECA [(5)]

[1] Licenciatura em Engenharia do Ambiente pela Universidade Católica Portuguesa em 2002 e Mestre em Inovação e Empreendedorismo Tecnológico pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto em 2007. Actualmente desenvolve funções de Business Development na INDAQUA S.A.

Endereço [(1)] – Rua Antero de Quental, n.º 221, 3º salas 303/304 - 4455-586 - Perafita –Matosinhos – Tel – 229997970 – email – dtalone@indaqua.pt

[2] Licenciatura em Economia pela Faculdade de Economia Universidade do Porto em 2000. Presente em Angola, desde 2006, passou pela gestão de diversos projectos, entre eles, a última eleição legislativa Angolana, onde teve um papel preponderante na montagem de toda a logística relacionada com as assembleias de voto. É a actual Directora Geral da Vista Water e coordenadora da equipa de consultadoria do PAT.

[3] Licenciatura em Engenharia Electrotécnica pelo Instituto Superior Técnico finalizada em 2009. Presente em Angola desde Setembro de 2009, executa as funções de engenheiro de projecto acompanhando a evolução dos trabalhos e o apoio às Direcções Províncias em Benguela, Huambo, Bié e Moxico. A sua especialidade está ligada a sistemas eléctricos, automação e energia e tem mais de 10 anos de experiência no sector da água.

[4] Licenciatura em Engenharia do Ambiente pela Universidade Católica Portuguesa em 2002. Presente em Angola desde Setembro de 2009, executa as funções de engenheiro de projecto acompanhando a evolução dos trabalhos e o apoio às Direcções Províncias em Huíla, Namibe, Cunene e K. Kubango. A sua especialidade está ligada a sistemas de controlo de qualidade de água e sistemas de tratamento e distribuição e tem mais de 5 anos de experiência no sector da água.

Endereço [(2,3 e 4)] – Rua Manuel Almeida e Vasconcelos, n.º 60 Luanda – Tel – +244 222 351 080 – email – anunes@vista.co.ao; João.s.nascimento@vista.co.ao; Daniel.p.ferreira@vista.co.ao

[5] Licenciatura em Engenharia do Ambiente pela Universidade Católica Portuguesa em 1999 e Pós Graduação em Engenharia Sanitária pela Universidade Nova em 2002. Esteve mais de 10 anos ligado à actividade de projectista de sistemas de distribuição de água. Está na INDAQUA desde 2009 e desenvolve apoio técnico de engenharia às equipas inseridas no projecto PAT.

Endereço [(5)] – Rua Antero de Quental, n.º 221, 3º salas 303/304 - 4455-586 - Perafita –Matosinhos – Tel – 229997970 – email – efonseca@indaqua.pt

RESUMO

A INDAQUA, através da sua participada em Angola, a Vista Water, participa activamente no programa "ÁGUA PARA TODOS", assessorando o Ministério de Energia e Águas (MINEA) na gestão do projecto em oito províncias localizadas na zona centro-sul do país. O objectivo deste ambicioso programa passa por garantir, até 2012, uma taxa de cobertura de população rural servida com sistemas de água potável de 80%. Este trabalho retrata as diferentes vicissitudes do projecto que resultam das particularidades do país e do contacto directo com um conjunto muito alargado de agentes, nomeadamente: a equipa do MINEA, as Direcções Provinciais de Energia e Águas (DPEA), Administrações Municipais e Comunais, os Chefes das localidades a servir, a população servida pelos novos sistemas de abastecimento de água, entre outros. A avaliação da situação após dois anos de projecto aponta para uma franca melhoria das condições existentes em várias povoações e ainda para a necessidade de introdução de novas metodologias que visam aumentar a performance de concretização do programa até finais de 2012.

PALAVRAS CHAVE

Gestão de projectos, abastecimento de água a pequenas localidades rurais, Água para Todos

1. INTRODUÇÃO

O Programa "Água para Todos" é um projecto de âmbito nacional, indispensável e ambicioso direccionado para o abastecimento de água às Áreas Rurais[6]. O objectivo deste programa, cuja implementação teve início em 2007, é garantir o acesso a água potável a, pelo menos, 80% da população rural angolana, no ano de 2012. Para a prossecução deste objectivo foram combinados os esforços do Governo Central, Governos Provinciais e Administrações Municipais; foram disponibilizados meios humanos, materiais e financeiros e foi elaborado um Plano de Acção descentralizado com as directrizes a seguir pelos diferentes intervenientes. O programa "Água para Todos" é um instrumento fundamental para que atinjam os "Millennium Development Goals 2015", promovidos pela ONU e que pretendem reduzir a proporção de população mundial que não tem acesso a um sistema de abastecimento de água sustentável para metade da actual (Bartram et al, 2008).

[6] - O programa Água para Todos abrange todas as províncias com a excepção da província de Luanda.

1.1. Referências de Angola

Angola é um país com características muito próprias. Está situado na região austral do continente africano, fazendo fronteira marítima a oeste com o Oceano Atlântico e fronteira terrestre a norte, leste e sul com 4 países: República Democrática do Congo, Zâmbia, Congo e Namíbia. Tem uma vasta extensão territorial, cerca de 1.246.700 km^2, 4.840 km de fronteira terrestre e 1.650 km de fronteira litoral, o que para efeitos comparativos representa cerca de catorze vezes a área terrestre de Portugal Continental e ilhas. Em termos populacionais estimam-se cerca de 16,9 milhões de habitantes, dos quais cerca de 5 milhões estão localizados na capital Luanda. Publicações oficiais de Angola consideram que cerca de 53% da população vive nos aglomerados urbanos enquanto a restante população está dispersa por um conjunto vasto de localidades rurais. Em termos administrativos o país obedece a um regime presidencialista em que o Presidente da República acumula também o cargo de chefe do Governo. O país está dividido em 18 províncias sendo as principais: Luanda, Benguela, Huambo, Huila e Cabinda. Em cada província existe um Governo Provincial, sendo os respectivos governadores nomeados pelo Presidente da República (www.info-angola.com - acedido a 10 de Agosto de 2010).

1.2. O tema do abastecimento de água em Angola

Angola tem uma rede hidrográfica rica e diversificada. O escoamento superficial anual é estimado em cerca de 140 km^3, sendo um dos mais elevados da região austral de África. Existem 5 rios de dimensão significativa no país: o Kwanza que nasce na província do Bié; o Cuango que nasce na província de Lunda Sul; o Cuando, o Cubango e o Cunene que nascem na zona do planalto central angolano dirigindo-se o primeiro para sueste o segundo para sudeste e o terceiro para su-sudoeste. A hidrografia do país comporta ainda 47 bacias hidrográficas direccionadas para as 5 vertentes principais. Os lagos e lagoas, menos numerosos, cobrem extensões de terreno relativamente pequenas. Em termos de águas subterrâneas, apesar de algum desconhecimento ainda, estima-se que exista água subterrânea em praticamente todas as províncias do País e na sua grande parte com condições para satisfazer as necessidades humanas a custos moderados.

A avaliação das actuais infra-estruturas de água remonta para o prolongado período de guerra que Angola viveu no período pós independência e que levou a uma degradação significativa das mesmas. A degradação das vias de comunicação entre cidades, comunas e povoações originou um forte fluxo migratório de parte substancial da população do interior para as grandes cidades. Este facto acelerou o abandono de muitos sistemas e à natural sobrecarga de outros, a maioria com capacidades já saturadas. Os levantamentos efectuados em 2007, no âmbito do lançamento do programa “Água para Todos”, apontavam

para que apenas cerca de 22% da população rural tivesse acesso a sistemas de abastecimento de água como características minimamente potáveis.

2. BREVE CARACTERIZAÇÃO DO PROGRAMA

O programa "Água para Todos" pretende dar resposta às carências das populações que vivem nas zonas rurais de Angola. É do senso comum que a maior parte das doenças contraídas em Angola provêem da água ingerida, entre elas: a diarreia, a cólera, a febre tifóide, entre outras (Davis et al., 1999). Deste modo, o programa contribuirá para a diminuição massiva das taxas de mortalidade infantil e para o aumento da esperança de vida média.

2.1. Modelo de organização institucional do programa

Conforme já vem sendo hábito a nível internacional, este tipo de programa adopta um modelo de implementação descentralizado (Edwards et al. 1993). O programa "Água para Todos" não foge às boas práticas internacionais e envolve um número significativo de órgãos governamentais e entidades estatais. A figura que se segue apresenta a estrutura definida para a implementação do programa.



Figura 1. Organização institucional do programa

Como se pode visualizar compete ao Ministério de Energia e Águas (MINEA) a responsabilidade máxima da implementação do projecto, o que envolve um conjunto vasto

de atribuições, das quais se destacam: garantir a aquisição de bens necessários para a materialização do programa (equipamentos e produtos) de forma central; estabelecer os termos de referência e a padronização dos equipamentos que deverão ser adquiridos para os fins do programa; promover e apoiar os governos provinciais e as administrações locais na formação do pessoal encarregue pela operação dos equipamentos. Os Governos Provinciais têm a responsabilidade de executar as acções operacionais, principalmente as relacionadas com os procedimentos de concurso para o projecto, fiscalização e construção de sistemas. Existem também vários Ministérios envolvidos no programa, destacando-se as seguintes atribuições: apoio do Ministério da Industria ao nível da promoção da capacidade do país para o fornecimento equipamentos, materiais e produtos necessários à execução do programa; apoio do Ministério da Saúde no desenvolvimento de um programa de controlo de qualidade da água eficaz; apoio do Ministério da Educação e da Saúde ao nível da identificação de instalações escolares e centros de saúde com necessidades prementes de água potável; apoio do Ministério da Administração do Território no estabelecimento de mecanismos que garantam os recursos financeiros necessários para as acções inseridas no programa;

2.2. Objectivos e metas do Programa "Água para Todos"

O programa "Água para Todos" tem como principal objectivo atingir a seguinte meta: assegurar em finais de 2012 o abastecimento de água a 80% da população que vive em ambiente rural. Este objectivo está inserido nas medidas do Governo para o desenvolvimento económico e social e enquadram-se na sua estratégia de redução de pobreza (www.minea.ao – acedido a 10 de Agosto de 2010). Ao mesmo tempo este programa vai também ao encontro dos "Millennium Development Goals" estabelecidos pela pelas Nações Unidas em 2000 (Bartram et al., 2008). O quadro que se segue apresenta os valores de população a servir no arranque do projecto.

Quadro 1. População a servir

	População Total	População Rural	População Servida	População a servir (80%)
Total	**12.792.190**	**6.839.860**	**1.504.769**	**3.967.119**
Cabinda	195.559	103.646	22.802	60.115
Zaire	270.862	143.557	31.582	83.263
Uíge	1.861.214	986.443	217.018	572.137
Kwanza Norte	746.027	395.394	86.987	229.329
Malange	797.599	422.728	93.000	245.182
Lunda Norte	390.787	207.117	45.566	120.128
Lunda Sul	494.701	262.192	57.682	152.071
Bengo	461.854	244.783	53.852	141.974
Kwanza Sul	746.027	395.394	86.987	229.329
Benguela	1.504.756	762.521	167.755	442.262
Huambo	1.206.277	629.327	138.452	365.009
Bié	928.664	492.192	108.282	285.471
Moxico	449.442	238.204	52.405	138.159
K. Kubango	301.725	159.914	35.181	92.750
Namibe	277.313	181.976	40.035	105.546
Huíla	1.648.904	873.919	192.262	506.873
Cunene	510.477	340.553	74.922	197.521

O programa foi concebido para ser realizado em três fases:

a. Projecto-piloto a ser implementado em 2007 incluindo intervenções nas províncias de Bengo, Benguela e Uíge;

b. Desenvolvimento do programa no período 2008-2009 nas localidades dos municípios mais populosos e abrangidos pelo processo de descentralização e desconcentração administrativa;

c. Desenvolvimento do programa nos restantes municípios no período 2010-2012 visando atingir a meta dos 80% de cobertura no meio rural

Em termos de concretização o plano de acção previu a seguinte evolução:

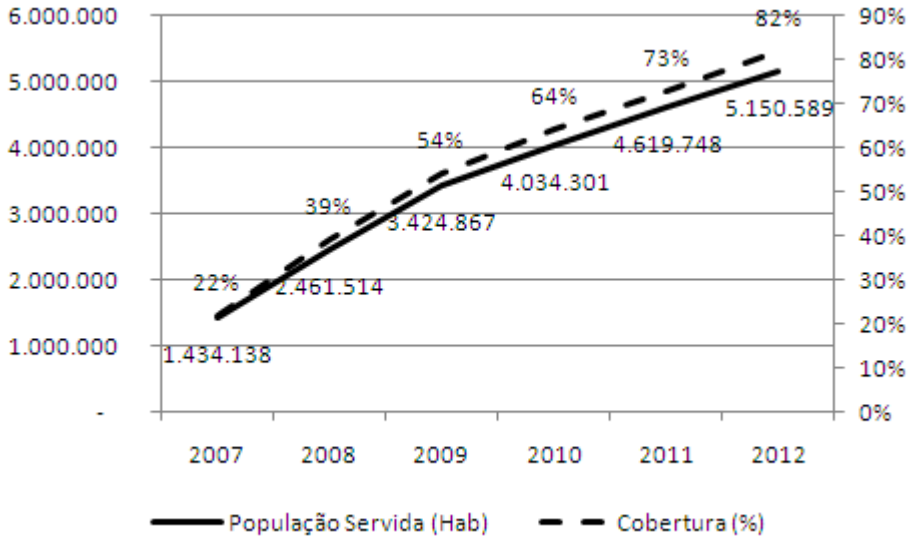


Figura 2. Previsão da evolução do Plano de Acção no período 2007-2012

3. CARACTERIZAÇÃO DOS SISTEMAS DE ABASTECIMENTO

3.1. Categorização por níveis de serviço

As infraestruturas de abastecimento de água construídas no âmbito do programa "Água para Todos" podem ser caracterizadas segundo diferentes níveis de serviço (Bartolomeu e Baptista, 1989). Este organização permite o seu escalonamento hierárquico por ordem de complexidade técnica, de custo e de satisfação dos utentes. De um modo geral, considera-se preferível a opção por um sistema de nível de serviço inferior, cujo funcionamento é possível assegurar com eficiência e continuidade, a outro nível de serviço supostamente mais elevado, mas ao qual não é possível garantir o regular funcionamento (Davis, 1999).

A classificação dos sistemas de abastecimento por nível de serviço é a seguinte:

- Nível de serviço I – abastecimento na origem com um ou mais pontos de recolha e inexistência de sistema de distribuição;

- Nível de serviço II – abastecimento por chafarizes alimentados por uma rede de distribuição simples a partir de uma única origem e inexistência de ligações domiciliárias;
- Nível de serviço III – abastecimento misto, com uma rede de distribuição alimentando chafarizes públicos e algumas ligações domiciliárias;
- Nível de serviço IV – abastecimento domiciliário com uma rede completa de distribuição alimentando ligações domiciliárias.

Os sistemas construídos no âmbito do programa "Água para Todos" são maioritariamente do tipo nível I e II havendo alguns casos de localidades com populações mais numerosas em que se opta pela construção de infra-estruturas de nível III. Em termos operacionais os sistemas de nível I foram denominados de PA's (Pontos de água) e os sistemas de nível II de PSA's (Pequenos sistemas de água).



Figura 3. Exemplo um sistema nível I – Sistemas com bomba de água manual



Figura 4. Exemplo um sistema nível II – Captação superficial, adução, tratamento, reservatório elevado e distribuição a fontanários

3.2. Descrição das tecnologias utilizadas

3.2.1. Captação

Dada a diversidade de fontes hídricas existente no território Angolano têm sido efectuadas ao abrigo deste programa quatro tipos de captações:

- Em nascente
- Por poço
- Por furo
- Superficial

Sempre que existam evidências de disponibilidade de água subterrânea em quantidade suficiente para servir uma determinada localidade tem-se dado preferência às soluções de furo ou poço. Estas soluções permitem sistemas mais simples, principalmente ao nível do tratamento. A captação superficial tem obrigado normalmente à criação de pequenos açudes em cursos de água existentes de forma a assegurar a disponibilidade de água durante todo ao ano e à necessidade de instalação de sistemas de tratamento mais complexos e que requerem mais mão-de-obra e consumíveis para a fase de operação.

3.2.2. Elevação

Existem muitos sistemas, principalmente os que utilizam captações do tipo superficial, em que o tratamento e a reserva estão junto às localidades afastando-se assim em distância e cota do ponto de captação. Nestes casos torna-se necessário pensar numa solução de elevação da água. Tem-se assistido a dois tipos de técnicas: o carneiro hidráulico e a estação elevatória. O carneiro hidráulico é um equipamento de elevação de água que apresenta a grande vantagem de não requerer nenhuma fonte de energia externa para funcionar, funcionando com base na energia cinética da água.

O funcionamento do carneiro hidráulico baseia-se no fenómeno do choque hidráulico, em que o escoamento é subitamente bloqueado por uma válvula. Este bloqueio causa um impulso que permite a elevação da água a um ponto de cota superior. A estação elevatória contém grupos elevatórios, constituídos por bombas geralmente do tipo centrífugo, accionadas por motores, geralmente eléctricos, de explosão ou de combustão interna. Este tipo de instalação requer muitas vezes fontes de energia eléctrica tendo-se procurado, sempre que viável adoptar soluções em que a energia é fornecida por intermédios de painéis fotovoltaicos.



Figura 5. Exemplo dos tipos de elevação utilizados – à esquerda o carneiro hidráulico e à direita uma estação de bombagem construído nas imediações de uma captação do tipo superficial

3.2.3. Tratamento

O tema do tratamento a instalar tem sido dos mais discutidos ao longo da evolução do programa. A falta de caracterização inicial ao nível da qualidade da água bruta tem levado a que tenham sido projectados e instalados inúmeros sistemas de tratamento desadequados em relação ao tipo de água a tratar. Tem se assistido um pouco à proliferação das ETA's compactas, existindo algumas que não oferecem garantias de potabilização da água e sobretudo garantias da posterior existência de peças de substituição e consumíveis no mercado Angolano. Os sistemas de tratamento instalados pecam muitas vezes por dois motivos:

- Excesso, desnecessário, de etapas de tratamento o que encarece o custo do sistema. Como exemplo, podemos citar o facto de ser usual assistir-se à instalação de etapas de coagulação-floculação em sistemas em que a água bruta a tratar requer apenas uma única etapa de desinfecção;
- Assiste-se à instalação de sistemas de tratamento para captações do tipo superficial que apenas prevêem uma etapa de filtração e posterior desinfecção, o que a maior parte das vezes se revela insuficiente para garantir a potabilidade de água;



Figura 6. Exemplo de dois tipos de tratamento utilizados – à esquerda um sistema constituído por um filtro de areia seguida de desinfecção e à direita uma ETA do tipo modular com coagulação/floculação, decantação, filtração e desinfecção

3.2.4. Armazenamento

De forma a reduzir custos de exploração e uma vez que a maior parte das localidades estão situadas nas imediações do sistema tratamento/reserva/distribuição tem-se optado pela instalação de reservatórios do tipo elevado. Este tipo de reservatórios diminui as necessidades energéticas, uma vez que apenas se torna necessário instalar um pequeno grupo de bombagem à saída da ETA para adução da água tratada ao reservatório.



Figura 7. Exemplo de dois tipos de reservatórios utilizados – à esquerda um reservatório do tipo elevado e à direita um reservatório do tipo apoiado

3.2.5. Distribuição

A distribuição assenta numa rede que alimenta um conjunto de fontanários e em alguns casos particulares: escolas, centros de saúde, centros administrativos, postos da polícia, entre outros. Ao nível dos fontanários tem sido apontada a necessidade de evolução das tecnologias utilizadas e de existir uma uniformização do tipo de fontanários construídos. A evolução das tecnologias utilizadas na construção dos fontanários irá permitir uma significativa redução dos custos com a instalação dos mesmos.



Figura 8. Exemplo de alguns tipos de fontanários instalados ao abrigo do programa

4. EVOLUÇÃO DO PROGRAMA ATÉ AO FINAL DO 1º SEM/2010

Como já foi referido o programa “Água para Todos” iniciou em meados de 2007 com um projecto-piloto em três províncias, tendo arrancado oficialmente em todos as províncias no

ano de 2008. Este capítulo retratará os principais acontecimentos ocorridos até ao final do 1º semestre de 2010 e que se concentram, essencialmente, em três períodos marcantes: período 2007/2008; o ano de 2009 e o 1º semestre de 2010. No final deste capítulo é analisado um gráfico com a evolução do programa em termos de população servida e em termos de % de população coberta.

4.1. Período 2007/2008

O ano de 2007 serviu de teste. Nesse sentido foram implementados sistemas apenas nas províncias do Bengo, Benguela e Uíge. O objectivo era testar em pequena escala o plano preconizado e afinar os procedimentos para o arranque do projecto em todo o país. As obras do projecto-piloto foram inauguradas em inícios de 2008 servindo-se assim as primeiras localidades rurais com sistemas de água potável. Apesar o projecto-piloto ter evidenciado alguns aspectos que condicionavam o desenrolar dos trabalhos foi só com o arranque massivo do programa em todas as províncias que um conjunto significativo de obstáculos sobressaiu impedindo de se atingir o ritmo de execução desejável pelo MINEA, nomeadamente:

- Reduzido número de empresas com experiência no sector da água e com garantias de boa execução dos trabalhos;
- Dificuldade de acessos a vários locais de implementação dos sistemas, sobretudo nas províncias do interior e na época das chuvas;
- Juventude do mercado Angolano ao nível de equipamentos e produtos para o abastecimento de água;
- Falta de meios humanos nas Direcções Provinciais, sobretudo com competências ao nível de sistemas de abastecimento de água, de forma a assegurar uma dinâmica crescente ao nível dos procedimentos de contratação de projectos, fiscalização e empreitadas;
- Falta de meios técnicos nas Direcções Provinciais para deslocações aos locais de implantação dos sistemas;
- Existência de um grande número de empreitadas de projecto-construção executadas sem grande rigor e sem fiscalização;
- Desadequação das soluções de tratamento e distribuição executadas em alguns locais;

- Dificuldade em manter a operacionalidade dos sistemas construídos, sobretudo por não existir um mercado de distribuição de consumíveis e equipamentos de substituição e também pela falta de quadros técnicos com capacidade para formar e gerir operadores;

4.2. O ano de 2009

Em inícios de 2009 e de forma a promover o programa o MINEA decidiu contratar consultadoria técnica para apoio técnico e de gestão de projecto às actividades de implementação do programa. Em Fevereiro de 2009, o MINEA iniciou um processo de contratação pública e em Junho de 2009 foram entregues os trabalhos consultadoria a duas empresas privadas. Um empresa ficou com a responsabilidade de apoiar o MINEA na zona centro-norte do país, nomeadamente nas províncias de: Bengo, Cabinda, Kwanza Norte, Kwanza Sul, Lunda Norte e Lunda Sul, Malange, Uíge, Zaire. O outro consultor (Vista Water) ficou com a responsabilidade de apoiar a zona centro-sul do país, ou seja, nas províncias de: Benguela, Bié, Cunene, Huambo, Huíla, K. Kubango, Moxico e Namibe. Aos consultores foi solicitado que providenciassem um conjunto alargado de serviço dos quais destacamos os principais:

- Apoiar as Direcções Provinciais na uniformização de procedimentos para a contratação pública de projectos, fiscalização e empreitadas;
- Acompanhar e apoiar as Direcções Provinciais na implementação do programa;
- Organizar e sistematizar a informação mensal proveniente de cada província;
- Remodelar os relatórios mensais e trimestrais de forma a serem apresentados ao Governo os indicadores macros de evolução do programa;
- Desenvolver especificações técnicas adaptadas ao programa de forma a uniformizar os tipos de soluções a implementar;

Até finais de 2009 algumas das acções previstas foram implementadas. Foi elaborado um manual de procedimentos que aborda vários temas, entre eles: recomendações para o procedimento de contratação; elaboração de estudos e projectos; construção de sistemas, boas práticas para fiscalização de empreitadas, modelos para a operação e manutenção dos sistemas. Em conjunto com as equipas do MINEA foi também definido um conjunto de indicadores caracterizadores da evolução do programa e foi ajustado o teor do relatório trimestral a ser apresentado ao Governo. A nível técnico foi desenvolvido um manual de especificações técnicas concebidas especialmente para o programa Água para Todos. Este manual dá orientações a projectistas em termos do tipo de sistemas a serem concebidos no

domínio do programa. Ao nível do apoio às Direcções Provinciais inúmeras medidas foram também implementadas: foram visitados os sistemas em construção e apontados os aspectos a serem revistos, apoiou-se na elaboração de cadernos de encargos para concursos e na análise de propostas. Foram visitados sistemas em operação, tendo sido efectuadas algumas recomendações com vista a melhorar a sua sustentabilidade.

No final do ano de 2009 e com a implementação de um modelo de relatório uniformizado por província foi possível obter uma visão mais aproximada do estado de desenvolvimento do programa. O primeiro aspecto a citar é a evidência de um atraso significativo do programa tendo sido apontadas várias medidas para sua correcção. Ao mesmo tempo, os indicadores apontaram para uma necessidade urgente de revisão do plano de acção para a última fase do programa, o período 2010/2012, pelo facto de existir um desfasamento entre aquilo que estava proposto ser executado em cada província e aquilo que seria necessário executar de modo a atingir o objectivo dos 80%. Por último, os problemas que surgiram com a operação e manutenção de alguns sistemas levaram a que fosse também discutido o modelo de gstão mais adequado para posterior fase de O&M. Na situação actual os sistemas estão a ser geridos pelas DPEA's com apoio das administrações locais. Roark (1993) conclui que a sustentabilidade da O&M dos sistemas deve passar por uma forte liderança do poder central, por uma gestão descentralizada dos sistemas por regiões ou áreas geográficas, pelo envolvimento e participação do sector privado, pelo envolvimento e participação das comunidades existindo uma tarifa a aplicar que sirva para garantir a sustentabilidade do mesmo.

4.3. O primeiro semestre de 2010

Em Fevereiro de 2010 o MINEA promoveu a revisão do plano de acção para a última fase do programa de forma a assegurar o cumprimento do objectivo principal. Esta revisão foi aprovada em Conselho de Ministros em meados de Março/2010. A revisão do plano de acção, bem como as alterações políticas que se verificaram no País (aprovação da nova Constituição e reorganização das estruturas do Poder Central de acordo com a mesma) atrasaram a disponibilização de verbas às províncias o que atrasou a execução prevista para o ano de 2010. O gráfico que se segue apresenta a evolução do programa em termos do número total de população servida e também em termos de percentagem de população rural coberta.

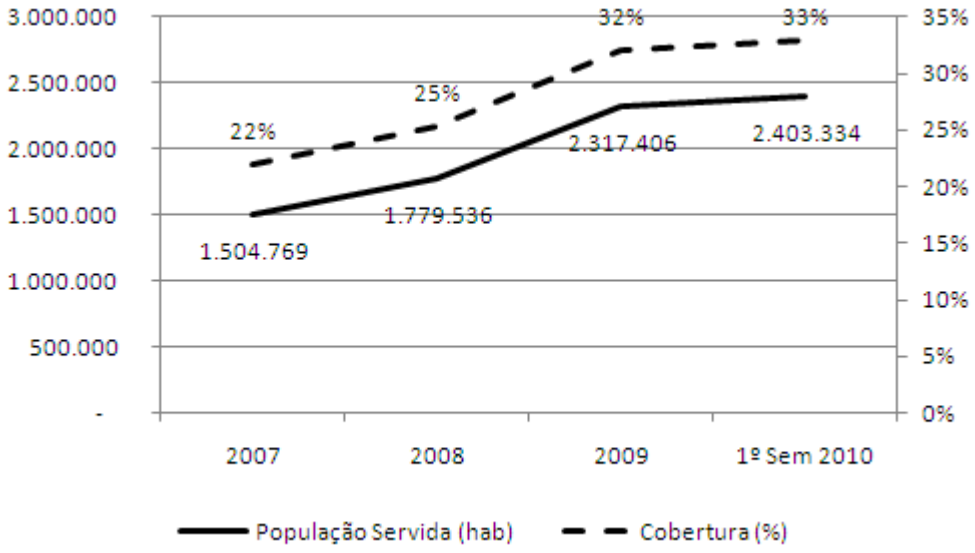


Figura 3. Evolução do Plano de Acção até ao final do 1º semestre de 2010

Como se pode ver e comparativamente com o gráfico apresentado na figura 1 deste documento o programa está atrasado em relação ao planeamento inicial em cerca de 22 pontos percentuais. Apesar deste panorama, que se explica pelos diversos acontecimentos detalhados nos subcapítulos anteriores, existem perspectivas que apontam para uma aceleração da execução dos sistemas no período que resta até finais de 2012.

5. CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS ATÉ AO FINAL DO PROGRAMA

O programa "Água para Todos" é o reflexo de um país que vive um momento de prosperidade económica e modernização. O tema do abastecimento de água tem sido uma preocupação de 1ª linha por parte do Governo Angolano de forma a criar condições para as populações e para os agentes económicos se fixarem a nível regional, projectando o desenvolvimento das comunidades que vivem nos meios rurais. Tem sido notória a satisfação das populações que de repente são confrontadas com a instalação de novos sistemas de abastecimento de água potável, que promovem o aumento da qualidade de vida e a diminuição da taxa de mortalidade infantil. O período decorrido até ao momento identificou um conjunto alargado de obstáculos à implementação do programa, que foram estudados criteriosamente de forma serem minimizadas ou até mesmo eliminadas. De facto, o controle dos processos ab initio permitirá agora atingir-se ganhos temporais e económicos significativos.

Com o início do 2º semestre de 2010, o programa entra na sua segunda metade[7] sendo necessário acelerar a implementação do mesmo para se garantir a obtenção do objectivo citado diversas vezes ao longo deste artigo. Para o alcançar várias medidas estão a ser implementadas, nomeadamente:

- Ajustamento dos procedimentos adoptados, para aumento da eficiência, para aumento da produtividade dos recursos a atribuir e para aumento do sucesso da sua execução no terreno;
- Constatou-se que, sem prejuízo das diferenças efectivamente existentes de Província para Província, os principais problemas com que a execução do programa se depara, são comuns a todas estas. Assim sendo, a adopção de soluções de implementação padronizadas e aplicadas a todo o território nacional introduz, sem dúvida, economia e eficiência;
- É de facto essencial ultrapassar as limitações criadas pela insuficiência, em muitas situações inexistência, de recursos locais preparados e dedicados ao Programa, prevendo-se, portanto, que para o período restante, a condução dos processos de concurso necessários à implementação do PAT sejam também apoiados pelo MINEA, promovendo-se concursos de dimensão mais significativa, de forma a conferir maior visibilidade ao Programa no mercado do sector, motivando empresas de maior dimensão, que possibilitem a obtenção de economias de escala, melhor qualidade de execução e maior rigor no cumprimento dos prazos de execução. Deste modo se obterá uma mais ampla oferta de Prestadores de Serviços, com capacidade específica;
- Será efectuado um esforço de dotar o país de um tecido empresarial que ofereça soluções para o mercado das águas, em termos de equipamentos e peças de reserva, consumíveis, quadros técnicos, entre outros;
- Para além do final do Programa, prolongar-se-ão as necessidades de assegurar a manutenção e operação dos sistemas construídos, bem como o controle da qualidade da água dispensada às populações, respeitando as recomendações da Organização Mundial de Saúde.

Com a implementação destas medidas, prevê-se que seja ainda possível atingir-se o objectivo principal deste programa. Deste modo, o programa “Água para Todos” será um exemplo a nível internacional da implementação de um programa de grande envergadura e

[7] - Excluindo o tempo dispendido com o projecto-piloto em três províncias durante o ano de 2007

complexidade que visa a satisfação de um princípio nobre, a satisfação das populações mais carenciadas e frágeis.

AGRADECIMENTOS

A realização deste artigo só se tornou possível graças à cordial relação profissional estabelecida com o MINEA e com as DPEA's. Nesse sentido, gostaríamos de poder agradecer ao Engenheiro Lucrécio Costa, Director Nacional do Abastecimento de Água e Saneamento no MINEA e responsável máximo pela implementação do programa ´"Água para Todos", ao Doutor Paulo Ringote, responsável designado pela coordenação do programa ao nível do MINEA, ao Engenheiro José António Neto, Director Nacional do Gabinete de Estudos, Planeamento e Estatística do MINEA, aos Directores Provinciais de Energia e Águas das Províncias, responsáveis pela implementação física do programa, nomeadamente: Engenheiro Abel Guerra Paulo (Bié); Engenheiro Paulo Cornélio Jessé (Benguela); Engenheiro José Bonifácio Kapu (Cunene); Engenheiro Adolfo Elias Gomes (Huambo); Engenheiro João Abel da Costa (Huíla); Sr. Filipe Sabino (K. Kubango); Engenheiro Pinto (Moxico); Engenheiro Arlindo Mendes Tavares (Namibe) e a todo Staff Técnico do MINEA e das DPEA's.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICAS

Bartram et al., 2008 - Guidelines for Drinking-water (Third Edition) - World Health Organization. Genève, Suíça.

Bartolomeu F., Baptista J. Melo (1989) - Manual de Tecnologias de Saneamento Básico Apropriadas a Pequenos Aglomerados, Direcção Geral da Qualidade do Ambiente. Lisboa, Portugal.

Edwards et al, 1993 – Designing and Implementing Decentralization Programs in the Water and Sanitation Sector. Washington, USA.

Davis et al., 1999 – A Water Handbook, Towards better programming, UNICEF. New York, USA.

Fry, Sarah, 1993 – Helping Communities manage their water finances - A Manual for Extension Personnel Working in Rural or Pend-Urban Communities. Washington, USA.

Ki-Moon, 2010 - Nações Unidas - Millennium Goals Report 2010. New York, USA.

Roark et al, 1993 – Models of management systems for the operation and maintenance of rural water supply and sanitation systems. Washington, USA.

http://www.info-angola.com/ (acedido a 10 de Agosto de 2010)

http://www.minea.gv.ao/ (acedido a 10 de Agosto de 2010)

ACOMPANHAMENTO TÉCNICO DOS SERVIÇOS DE LIMPEZA E REVESTIMENTO DE REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA NA UNIDADE DE NEGÓCIO CENTRO DA SABESP

Roberto Abranches[1]

Resumo – O acompanhamento técnico dos serviços de reabilitação das redes de distribuição de água na Unidade de Negócio Centro da Sabesp vem sendo realizado por meio de retirada de amostras da tubulação que permitem avaliar o estado estrutural da mesma. Usualmente as amostras são avaliadas por comparação do estado estrutural antes do processo de remoção das incrustações, limpeza da tubulação, e depois do serviço acabado, após a aplicação do revestimento. No entanto, em alguns casos houve situações que evidenciaram a necessidade de aprimorar o processo de avaliação começando pela revisão dos procedimentos e normas, propondo-se um monitoramento contínuo, por meio de uma fiscalização efetiva. O presente relato, entretanto, sugere uma investigação mais criteriosa: a inspeção televisiva da tubulação nos trechos reabilitados, imediatamente após a limpeza e antes da aplicação do revestimento, em conjunto com a retirada de amostras. Essa metodologia procura qualificar os serviços de fiscalização, como também melhorar os resultados e a qualidade dos serviços prestados pela empresa contratada.

Abstract – Technical monitoring of rehabilitation services in water supply networks at Sabesp's Center Business Unit has been carried out by the collection of samples from the pipes to assess their structural conditions. Typically, the samples are assessed through a comparison of the pipe structural conditions before the removal of incrustations and cleanout, and after coating, when the service is completed. However, some particular situations showed the need to improve the assessment process, review procedures and standards, and implement a continuous monitoring and effective inspection. This paper, therefore, recommends a more thorough investigation by means of video pipeline inspection services in the sections subject to rehabilitation, immediately after cleaning and before coating, with a simultaneous collection of samples. This methodology intends to evaluate the inspection activities and improve the results and quality of the services rendered by subcontractors.

Palavras-chave: Reabilitação de redes de água, qualidade da água, ferro fundido, incrustação.

Key words: Rehabilitation of water supply networks, water quality, cast iron, incrustation.

[1] Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (Sabesp) – Divisão de Operação Água Centro São Paulo, SP, Brasil. Tel: (+55) 11 33888107 (+55) 91878067 – rabranches@sabesp.com.br

INTRODUÇÃO

O Plano de Reabilitação de Redes na Unidade de Negócio Centro da Sabesp tem por premissa realizar periodicamente avaliações técnicas das redes de abastecimento por meio de análise de indicadores: n° de reclamações da qualidade da água, n° de vazamentos de rede, possíveis intermitências do abastecimento e avaliações técnicas em campo, como a retirada de amostras da rede para análise estrutural, que servem para a elaboração do diagnóstico operacional da rede de abastecimento atendendo aos objetos e justificativas para contratação dos serviços de reabilitação das redes de ferro fundido.

Já o acompanhamento técnico dos serviços de reabilitação que envolve a limpeza e o revestimento das redes de ferro fundido é realizado por meio de análise destes mesmos indicadores como também por meio de retirada de amostras da rede avaliando-se os resultados pós-obra.

No entanto, em alguns casos houve situações no passado que evidenciaram a necessidade de se aprimorar o processo de avaliação, que na época suscitaram a revisão dos procedimentos e normas técnicas internas, com proposição de um monitoramento contínuo, por meio de uma fiscalização efetiva.

O objetivo deste relato é apresentar um método prático voltado para as equipes de fiscalização de serviços que têm por objetivo identificar e avaliar em tempo real os problemas operacionais e possíveis falhas do processo de limpeza e revestimento dos serviços contratados para reabilitação de redes de distribuição de água da Sabesp.

Em conjunto com a análise de amostras, propõe-se por em prática a inspeção televisiva da rede, a ser realizada concomitante à execução dos serviços de campo, ou seja, imediatamente após os serviços de limpeza da rede e imediatamente após a cura do revestimento aplicado na tubulação.

DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

No ano de 2006, na Sabesp, foram retiradas amostras de redes de ferro fundido recém reabilitadas em anos anteriores, precisamente em 2001 e 2005.

Nas amostras de rede foram verificadas incrustações de diferentes estágios de formação, o que motivou uma investigação quanto às possíveis causas do aparecimento destes novos tubérculos na tubulação, pois tinha passado um curto espaço de tempo desde a última reabilitação.

As Figuras 1, 2 e 3 ilustram algumas das amostras retiradas.





Nº do Contrato de Revestimento	11873/00
Data da Último Revestimento	17/01/2001
Material	FOFO
Diâmetro (mm)	75

Figura 1. Amostra de tubulação de ferro fundido revestida com resina epoxi, 2001.





Nº do Contrato de Revestimento	12255/98
Data da Último Revestimento	01/07/2001
Material	FOFO
Diâmetro (mm)	75

Figura 2. Amostra de tubulação de ferro fundido revestida com argamasa acrílica, 2001.



Figura 3. Amostra de tubulação de ferro fundido revestida com argamasa acrílica, 2006.

Na época foi elaborado um relatório técnico com identificação das amostras, respectivos endereços e a técnica de reabilitação aplicada.

As hipóteses prováveis de causas para os problemas identificados foram:

- A ineficiência do processo de limpeza da tubulação;
- A não execução efetiva dos serviços de limpeza e revestimento por parte da empresa contratada;
- A má qualidade do revestimento aplicado na tubulação; ou
- As diferentes propriedades químicas da água de abastecimento que poderiam vir a interferir na velocidade de formação de tubérculos na tubulação.

Essa experiência deixou no ar dúvidas e questões técnicas que permanecem até os dias de hoje, mas apenas uma ação plausível: a necessidade de revisão das normas e procedimentos visando o aprimoramento dos serviços prestados pela equipe de fiscalização com relação ao acompanhamento técnico durante as obras de reabilitação.

Uma das mudanças propostas foi quanto ao incremento do número de amostras retiradas, nas fases distintas do processo de limpeza e revestimento, principalmente para avaliação do grau de remoção das incrustações e da espessura do revestimento aplicado.

Para avaliação da qualidade da espessura do revestimento em argamassa acrílica**,** por exemplo, os novos procedimentos estabelecidos na Norma Interna Sabesp NTS 030, cuja versão atual se encontra em fase de revisão, são:

> *"A espessura do revestimento deve ser visualmente uniforme, sem a presença de vazios, furos ou protuberâncias ao longo do comprimento e do perímetro interno do tubo, sendo obtida pela coordenação do controle de velocidade de avanço do cabeçote e da vazão que alimenta a máquina revestidora. Para melhores resultados os guinchos de arraste devem ser hidráulicos. Para a verificação da uniformidade e espessura do revestimento do trecho da tubulação, devem ser retiradas amostras (carretéis) de aproximadamente 30 cm de comprimento, após a cura. A espessura deve ser medida em no mínimo 4 pontos nas seções inicial e final da amostra, devendo ainda, se realizar medições em cortes longitudinais e transversais da mesma e deve atender aos limites:*
>
> *- Valor médio mínimo: 2,0 mm;*
>
> *- Valor mínimo em um ponto: 1,5 mm.*
>
> *"Devem ser retiradas duas amostras a cada 300 metros de tubulação revestida. Caso alguma das amostras retiradas não atenda às especificações, identificar o trecho revestido e rejeitá–lo, devendo ser executado a seguir um novo revestimento."*

Já para o caso do revestimento em resina epóxi**,** devem-se cumprir os novos procedimentos estabelecidos na Norma Interna Sabesp NTS 031, cuja versão atual também se encontra em fase de revisão:

> *"A espessura deve ser medida em no mínimo 4 pontos nas seções inicial e final da amostra, devendo ainda, se realizar medições em cortes longitudinais e transversais da mesma e deve atender aos limites:*
>
> *- Valor médio mínimo: 1,5 mm;*
>
> *- Valor mínimo em um ponto: 1,0 mm.*
>
> *"Devem ser retiradas duas amostras a cada 300 metros de tubulação revestida. Caso alguma das amostras retiradas não atenda às especificações, identificar o trecho revestido e rejeitá–lo, devendo ser executado a seguir um novo revestimento."*

O incremento do número de amostras retiradas proporciona um custo adicional para se fazer as inspeções: deslocamento de equipes, abertura de valas, corte da tubulação. Tudo isso pode ser repassado aos recursos alocados para a contratação.

A INSPEÇÃO TELEVISIVA DA REDE

Outra recomendação verificada foi quanto à realização de inspeção televisiva da rede, imediatamente após os serviços de limpeza da tubulação e logo após a aplicação do revestimento, o que permite verificar os problemas "*in loco*", em tempo de se corrigir as falhas no processo na procura de evitar os casos ilustrados anteriormente.

Numa experiência recente, foram utilizados equipamentos para inspeção televisiva da rede, o que permitiu uma avaliação técnica precisa durante os serviços de limpeza e revestimento, em duas fases: imediatamente após o término dos serviços de limpeza da rede e no dia seguinte, após a cura do revestimento aplicado.

O acompanhamento técnico durante a inspeção dos serviços de reabilitação ocorreu nas manhãs do dia 29 e 30 de Junho de 2009.

O processo de limpeza da tubulação foi realizado pelo método de turbilhonamento com aplicação de resina epóxi e teve início por volta das 10h e terminou por volta das 10h e 30 minutos da manhã do dia 29 de Junho de 2009.

Em parceria com a Agencia de Cooperação Internacional do Japão (Jica), a Sabesp realizou o teste de inspeção televisa com uso de câmera de inspeção cedida pela agência.

Logo após o término dos serviços de limpeza, foram ao todo inspecionados treze metros de extensão da rede, num total de cinqüenta reabilitados, partindo-se da extremidade oposta ao local dos equipamentos utilizados no processo: o compressor e a bomba de turbilhonamento.

As fotos das Figuras 4 e 5 ilustram as etapas dos serviços de limpeza e inspeção da tubulação respectivamente.



Figura 4. Serviços de limpeza da rede por turbilhonamento.



Figura 5. Inspeção televisa da rede após o término da limpeza da tubulação.

A partir de alguns metros de inserção do cabo flexível, de três a quatros metros aproximadamente, a imagem no monitor mostrou que a parede interna do tubo apresentava indícios de incrustação.

Na geratriz inferior da tubulação notou-se a presença de acúmulo de agregados que provavelmente restavam do processo da limpeza e que não foram totalmente removidos.

A partir deste ponto até o final da inspeção se notou uma maior presença de tubérculos e protuberâncias na parede interna do tubo, mostrando falhas no processo de limpeza.

As fotos da Figura 6 ilustram parte do que foi observado durante a inspeção televisiva após o término do processo de limpeza da tubulação.



Figura 6. Imagens da tubulação após o término da limpeza da tubulação.

Durante a inspeção foram gravados vídeos do processo repassados posteriormente à empresa contratada para correção das falhas apresentadas.

Sem a remoção total das incrustações da tubulação não se deveria dar prosseguimento ao processo de reabilitação.

No dia seguinte deu-se início aos serviços de revestimento da tubulação que iniciou por volta das 10h e terminou por volta das 11h da manhã do dia 30 de Junho de 2009.

O processo de revestimento da tubulação foi realizado pelo método de turbilhonamento com aplicação de resina epóxi.

As fotos da Figura 7 ilustram parte do que foi observado durante a inspeção televisiva após o término do processo de revestimento da tubulação.



Figura 7. Serviços de revestimento da rede com aplicação de resina epóxi.

Num processo semelhante à inspeção dos serviços de limpeza, foram inspecionados ao todo treze metros de extensão de rede logo após o término dos serviços de revestimento da tubulação partindo-se da extremidade oposta ao local se encontrava o equipamento de revestimento: o compressor e bomba de turbilhonamento.

Logo no início da inspeção televisiva foi verificado que a parede interna do tubo revestido continha um excesso de ondulações e a partir da inserção de alguns metros a mais do cabo da câmera de inspeção, observou-se que a câmera captou imagens onde havia falhas na aplicação do revestimento, com agravo da intensidade de vazios a uns sete metros da extremidade da tubulação até o final da inspeção.

Durante a inspeção foram gravados vídeos que também repassados à empresa contratada para correção das falhas apresentadas.

As fotos da Figura 8 ilustram parte do que foi observado durante a inspeção televisiva após o término do processo de revestimento da tubulação.

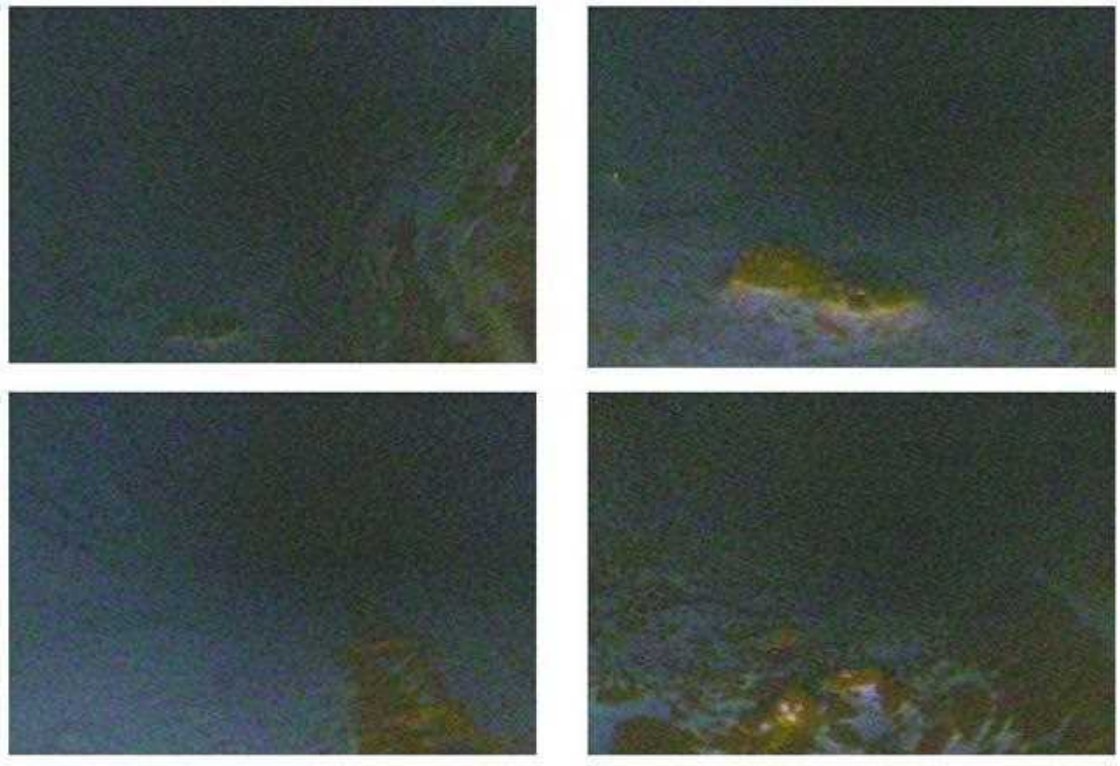


Figura 8. Imagens da tubulação após o término do revestimento da tubulação.

Ao término das inspeções, com as imagens gravadas, a equipe da empresa contratada foi alertada para o fato de que houve falhas, tanto no processo de limpeza quanto no processo de revestimento da tubulação, o que foi justificado pela empresa como uma provável falha na regulagem da força do compressor utilizado no processo.

Um relatório técnico detalhado dos resultados da inspeção realizada foi entregue à empresa contratada.

CONCLUSÃO

É usual a retirada de amostras para avaliação da qualidade dos serviços de limpeza e revestimento da tubulação. Para o acompanhamento técnico dos serviços de reabilitação de redes é recomenda-se a retirada de duas amostras de 30cm a cada 300m de rede reabilitada.

O equipamento de inspeção televisiva se mostrou uma boa ferramenta de avaliação técnica dos serviços, principalmente quando utilizado imediatamente após a conclusão das etapas de limpeza e revestimento da tubulação.

A câmera de inspeção cedida pelo convênio Jica e Sabesp, devido a seu pequeno tamanho e simples manuseio, tornou o seu uso ágil e tecnicamente viável pelas equipes de fiscalização após um breve treinamento.

Como as valas de acesso à tubulação na obra se encontravam abertas, o cabo de inspeção flexível pôde ser introduzido facilmente para inserção do equipamento de inspeção no interior da tubulação, o que representou uma vantagem econômica.

Ao se fazer uso do equipamento de inspeção televisiva no acompanhamento técnico durante as obras, obteve-se como resultado uma avaliação técnica precisa e eficiente dos serviços de reabilitação.

Ao se fazer uso da inspeção televisiva das redes no acompanhamento técnico durante as obras, obteve-se como resultado uma avaliação técnica precisa e eficiente dos serviços de reabilitação.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi possível com o apoio das equipes do Projeto Eficaz da Sabesp e da Jica, Agência de Cooperação Internacional do Japão.

Um agradecimento especial às equipes de fiscalização do Polo de Manutenção Lapa, da Comissão de Normas Técnicas e à Divisão de Operação Água Centro da Sabesp.

BIBLIOGRAFIA

Abranches, R. Reabilitação de redes de distribuição de água para abastecimento público: avaliação e controle. Dissertação de Mestrado. São Paulo: Centro Estadual de Educação Tecnológica Paula Souza, 2009. 146 f.

Borda D'Água et al. Proposta de Metodologia para Elaboração de um Plano de Reabilitação de Sistemas de Abastecimento de Água: O Caso de Estudo de Vila Franca de Xira. In: Ramos, H. M. et al. Alterações Climáticas e Gestão da Água e Energia em Sistemas de Abastecimento e Drenagem. 1ª ed. Lisboa: IST - CEHIDRO, 2008. p. 210-222.

Covas, D.; Ramos, H. Minimização de perdas em sistemas de abastecimento. In: Gomes, H. P., García, R. P., Rey, P.L.I., organizadores. Abastecimento de água: o estado da arte, e técnicas avançadas. 1ª ed. João Pessoa: UFPB, Editora Universitária, 2007. p.47-66.

Evins et al. Planning the rehabilitation of water distribution systems. Swindon: Water Research Centre; 1989. 272 p.

Farley, M; Trow, S. Losses in Water Distribution Networks: a practioner's guide to assessment, monitoring and control. 1ª ed. London: IWA Publishing, 2003.

Gentil, V. Corrosão. 5ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2007.

Grilo, T. V; Covas D. I. C. Técnicas de reabilitação de sistemas de abastecimento de água – modelo operacional e aplicação a casos de estudo. In: Ramos, H. M. et al. Alterações Climáticas e Gestão da Água e Energia em Sistemas de Abastecimento e Drenagem. 1ª ed. Lisboa: IST - CEHIDRO, 2008. p. 197-209.

Heller, L.; Pádula, V. L., organizadores. Abastecimento de água para consumo humano. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2006.

Jesus Mora R., J. et al. Estudio sobre la modelación de defectos en Tuberías. In: Ramos, H. M. et al. Alterações Climáticas e Gestão da Água e Energia em Sistemas de Abastecimento e Drenagem. 1ª ed. Lisboa: IST - CEHIDRO, 2008. p. 313-323.

Martins, G.; Sobrinho, P. A. Abastecimento de água. In: Tsutiya, M. T. Abastecimento de água. 3ª ed. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006. p.47-66.

Onofre, R. M. S. et al. Corrosão interna em tubulações de abastecimento de água da RMSP. 15º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. Pará: Belém, 17-23 Set 1989.

Sabesp. Programa de Reabilitação de Redes - A Experiência da Unidade de Negócio Centro da Sabesp. SEREA 2008 - VIII Seminário Ibero-americano sobre sistemas de abastecimento urbano de água. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 16-19 Jul 2008.

AGRICULTURA URBANA E A GERAÇÃO DE RESÍDUOS NA BACIA DO RIO TAMBAY - BAYEUX/PB

Claudia C.NÓBREGA[1]; Déborah M. ALVES[2]; Flaviana Kalina C. LIMA[3]; Jakeliny C. FALCÃO[4]; Maria M. C. FIGUEREDO[5]; Domitilla U. L. CARDOSO[6]; Heliana L. F. BARROS[7].

RESUMO

A partir da Revolução Industrial as relações homem-natureza se modificaram, os rejeitos das atividades humanas tornaram-se agressivos a natureza, causando danos irreversíveis ao ambiente. A industrialização e o inchaço nas cidades fez surgir à necessidade de espaços que viessem suprir os anseios da população. Uma prática que visa à promoção do bem estar e da qualidade de vida urbana com ênfase ao desenvolvimento sustentável é a implantação de hortas urbanas aliados aos princípios agroecológicos. A este tipo de produção dá-se o nome de agricultura urbana. Dentre as vantagens existentes podem-se destacar três áreas: bem-estar, meio ambiente e economia. Referindo-se aos problemas, pode-se destacar o seu desenvolvimento em áreas cuja biodiversidade é frágil. Além do mais, fontes poluidoras como fertilizantes, pesticidas e o descarte de suas embalagens, contaminam o ambiente, principalmente os solos e recursos hídricos. Para construção desse trabalho, foram feitas pesquisas bibliográficas, visitas em campo e entrevistas informais. Pode-se concluir que existe uma necessidade de estudos sobre esta temática, por ser uma prática milenar de significante interferência no meio.

Palavras - chaves: agricultura urbana, recursos hídricos, qualidade das águas, resíduos sólidos.

INTRODUÇÃO

As temáticas envolvendo assuntos ligados a questão ambiental, conquistam cada vez mais espaço e prestígio no mundo moderno. É importante que todos possam perceber a sua grandeza, sabendo que essa vai muito além da “estância” fauna e flora, envolve tudo e todos num ciclo visceral. Trata-se de um assunto tão extenso e opulento que suas ramificações adentram de forma transversa todas as áreas do conhecimento.

[1]CT- UFPB, Cidade Universitária - CEP - 58059-900, João Pessoa - PB, claudiacn@uol.com.br
[2]CT- UFPB, Cidade Universitária - CEP - 58059-900, João Pessoa - PB, deby_geopro@yahoo.com.br
[3]CT-UFPB, Cidade Universitária - CEP - 58059-900, João Pessoa - PB, flavinha_kalina@hotmail.com
[4]CT- UFPB, Cidade Universitária - CEP - 58059-900, João Pessoa - PB, jakelinysc@hotmail.com
[5]CT- UFPB, Cidade Universitária - CEP - 58059-900, João Pessoa - PB, manuelachaves@gmail.com
[6]CT- UFPB, Cidade Universitária - CEP - 58059-900, João Pessoa – PB, domitillauna@yahoo.com.br
[7]CT- UFPB, Cidade Universitária - CEP - 58059-900, João Pessoa – PB, helianaleite@gmail.com

O planeta terra é constituído de sistemas que possuem componentes regularmente interativos e interdependentes, onde as parte formam um todo holístico. Estudos apontam que foram necessários 3,5 bilhões de anos de interações reverberando em transformações, criando as condições perfeitas para geração e manutenção da vida. Contudo, nesse início de século, a terra enfrenta o seu maior desafio, o homem.

Ao longo da história o homem transformou o mundo e a paisagem a sua volta.

Nesse inicio de século a humanidade enfrenta o esgotamento acelerado dos recursos naturais e a incógnita do que fazer com os resíduos gerados por uma população inconsequente. São de suma importância para o futuro da humanidade, analisar as questões relacionadas com a: contaminação ou exploração excessiva dos recursos; perda da biodiversidade; escassez e poluição das águas; baixa qualidade de vida e ausência de saneamento básico; deterioração dos solos agricultáveis e destinação inadequada dos resíduos. Tais fatores ocasionam a poluição do meio ambiente, que provém do rápido desenvolvimento econômico associado à exploração de recursos naturais, sendo assunto de interesse público em todas as partes do mundo.

O presente estudo visa abordar os problemas relacionados à atividade agrícola, em especial a geração de resíduos, na bacia do rio Tambay, no município de Bayeux/Paraíba. Para o desenvolvimento da pesquisa foi realizado um levantamento bibliográfico, aplicações de questionários junto à população, registros fotográficos e análises químicas da água a fim de registrar sua qualidade.

A atividade agrícola é uma das práticas humanas mais antigas. Seu desenvolvimento gerou diversas mudanças na paisagem e nas formas de organização do homem no território. Dentre as mudanças reverberadas pelo homem estão seus resíduos, considerados como os restos inúteis das atividades humanas (lixo), podendo ser divididos em sólidos, semi-sólidos e semi-líquidos, suas características variam de acordo com a atividade geradora. O lixo, do ponto de vista de muitos estudiosos, é considerado como um dos maiores problemas ambientais que humanidade enfrenta atualmente. Provenientes do meio urbano ou rural, questões como o que se fazer com tanto resíduo, coloca em “xeque” o futuro da humanidade. Nesse intento, torna-se importante o estudo na bacia do Rio Tambay, Bayeux/PB.

AGRICULTURA URBANA: HISTÓRIA E CONCEITOS

Historiadores relatam que há cerca de doze mil anos, durante o chamado período Neolítico (ou Pedra Polida), o homem ao observar a natureza, deduz que alguns grãos poderiam ser semeados a fim de produzirem novas plantas iguais as que os geraram. Nesse intento, o homem passa a descobrir as primeiras técnicas de cultivo e criação agrícolas, exercendo certo "domínio" sobre a natureza. Tais homens e mulheres, diante das necessidades que lhes foram impostas, acabaram aprendendo a plantar, regar, colher e domesticar. Esse momento histórico é denominado por alguns estudiosos como *Revolução Agrícola.*

Com o domínio da agricultura, o homem pré-histórico substitui a caça, a pesca e a coleta vegetal, por atividades técnicas agropastoris. Com isso, "tornou-se possível alimentar populações cada vez maiores, gerando-se, inclusive, um excedente alimentar" (SOUZA, 2005). Devido a esse excedente, indivíduos se desvinculavam da produção agrícola e passavam a dedicar-se a tarefas na cidade. De acordo com Souza (2005),

> a cidade, em contraposição ao campo, que é de onde vinham os alimentos, foi se constituindo, paulatinamente, como um local onde se concentravam os grupos e classes cuja existência, enquanto pessoas não - diretamente vinculadas às atividades agropastoris, era tornada possível graças à possibilidade de se produzirem mais alimentos do que o que seria necessário para alimentar os produtores diretos. (SOUZA, 2005, p. 25)

A partir daí, o que se viu foi à proliferação de cidades pelo mundo antigo trazendo consigo uma acentuada expansão da população, uma manufatura especializada, inovações técnicas, a formação de sistemas de dominação com governantes (monarcas, aristocratas, sacerdotes e guerreiros), funcionários, bem como significativas mudanças culturais e políticas profundas ao longo do tempo (SANTOS, 1994). Com a Revolução Industrial na Europa, em fins do século XVIII, e o avanço dos processos de industrialização, as cidades tornam-se desde então, mais complexas, intensificando, desta forma, o processo de urbanização pelo mundo afora (SANTOS, 1994).

O Brasil, ao longo de seus períodos, colonial e imperial, e durante parte da República, caracterizou-se durante séculos, como país agrário, eminentemente agrícola. Porém, ao longo de sua história, o país passou por um processo de urbanização crescente, desde o surgimento de suas primeiras redes urbanas com a fundação das cidades de

Salvador em 1549, Rio de Janeiro em 1567 e Filipéia de Nossa Senhora das Neves em 1585(atual cidade de João Pessoa/capital do Estado da Paraíba) (SANTOS, 1994).

A urbanização no Brasil intensifica-se sob a égide do processo de industrialização, financiado pelo capital internacional. Toda essa transformação da economia do país gera um grande deslocamento das massas camponesas para as cidades. O Êxodo do homem do campo para as cidades no Brasil tem como principal causa a modernização e tecnificação rural, pois, o mesmo não detinha de subsídios adequados para concorrer com o grande produtor. Desde modo, muitos camponeses chegavam às cidades em busca de emprego, principalmente, nas fábricas e na construção civil, bem como, no mercado informal. Não possuindo mão de obra qualificada para desenvolver certas atividades urbanas que gerassem lucros, o homem vindo do campo passou a trabalhar em cargos cuja renda é considerada baixa. Não possuindo condições financeiras para obtenção de alimentos variados que abrangesse a todos, esse passou a cultivar nas áreas vazias das suas moradias, ou perto dessas, ocupando principalmente margens dos rios e lagos, onde a água é um fator peremptório para esse tipo de atividade. É nesse cenário que surgem os primeiros indícios da atividade que os pesquisadores denominam de *Agricultura Urbana, Agricultura Periurbana* ou *Agricultura intra-urbana*.

O estudo do conceito de agricultura urbana no Brasil é recente em relação a outros países. Spotight (1999) descreve que essa se refere à utilização de pequenas superfícies situadas dentro das cidades ou em suas respectivas periferias para a produção agrícola e criação de pequenos animais, destinados ao consumo próprio ou à venda em mercados locais. Para Dias (2000), o conceito de agricultura urbana é expandido quando são avaliadas as contribuições de sua prática para o meio ambiente e para a saúde humana, por estabelecer importante maneira de suprir os sistemas de alimentação urbanos, relacionando-se com a segurança alimentar e o desenvolvimento da biodiversidade e por proporcionar melhor aproveitamento dos espaços, contribuindo, dessa forma, para o manejo adequado dos recursos de solo e da água.

Segundo Roese (2003), as principais diferenças entre a agricultura tradicional (rural) e a urbana, se referem à dimensão da área disponível para o cultivo. Na agricultura urbana essa área é restrita, e há escassez de conhecimentos técnicos por parte dos produtores, onde

> freqüentemente não há possibilidade de dedicação exclusiva à atividade; a atividade destina-se, normalmente, para utilização ou consumo próprio; há grande diversidade de cultivos; e a finalidade da atividade é distinta, pois

> normalmente não é requisito para a agricultura urbana a obtenção de lucro financeiro. (ROESE, 2003)

Dentre as vantagens existentes da prática da agricultura urbana, podem-se destacar três áreas fundamentais: bem-estar, meio ambiente e economia. A produção de alimentos é um incremento da qualidade e diversificação disponível para o auto consumo, uma vez que a saúde está diretamente ligada às condições alimentares e ambientais e, no contexto de comunidades da periferia, as doenças intensificam-se devido a pouca disponibilidade e qualidade dos alimentos. Outra característica que se pode citar é a reciclagem do lixo, uma vez que os resíduos domiciliares podem ser utilizados tanto na forma de composto orgânico para adubação, como na reutilização de embalagens para formação de mudas, diminuindo seu acúmulo.

No que se refere aos problemas relacionados à prática da agricultura, pode-se destacar o desenvolvimento desta nas áreas cuja biodiversidade é frágil, principalmente próxima a nascentes, cursos de rios e ecossistemas como mangues, uma vez que são exatamente nessas localidades que grande parte da população se estabelece e desenvolve suas atividades agropastoris. Além do mais, podem-se citar as fontes poluidoras como os fertilizantes, os pesticidas e os excrementos dos animais, esses elementos quando em teores elevados corroboram para alterações na qualidade da água. Os inseticidas organoclorados são considerados problemáticos, uma vez que sua durabilidade no solo é maior em relação a outros, podendo permanecer durante anos nos solos. Segundo estudos agrônomos, inseticidas clorados que apresentam maior persistência no solo são: DDT, dieldrin, lindano, clordana, eptacloro e aldrin. A aplicação de fertilizantes no solo, com o objetivo de melhorar a sua produtividade agrícola, resulta no carreamento de nutrientes (nitrogênio, fósforo e potássio) para mananciais, através do escoamento superficial ou da infiltração da água. Estes elementos, quando em teores elevados, podem provocar a contaminação da água. Outro fator importante decorrente do uso de praguicidas é o descarte de suas embalagens, que sempre contém resíduos do produto, contaminado o ambiente, principalmente quando entram em contato com os recursos hídricos.

RESIDUOS SÓLIDOS NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO TAMBAY

Segundo o Ministério das Minas e Energia (2005), o município de Bayeux possui atualmente um perímetro territorial de aproximadamente 32 Km². É banhado pelos rios:

Paroeira, Paraíba, Sanhauá e do Meio; pelos riachos: Tambaí (área de estudo), Preto e Marés; os açudes: Santo Amaro, Xem-Xem, Ilhas do Cabo, Tabu e Verde.

Bayeux recebeu forte influência do processo de colonização realizado, na até então cidade de Nossa Senhora nas Neves (atual João Pessoa/capital paraibana) e da cidade de Santa Rita. Sua localização geográfica era estratégica, ponto obrigatório de passagem entre a capital e o interior do Estado da Paraíba. Segundo os relatos históricos, o primeiro aglomerado urbano iniciou-se onde hoje se localiza o Bairro do Baralho, cujo nome era “Rua do Baralho” e, posteriormente, passou a ser chamada de “Boa Vista” e, em 1634 de “Vila Barreiras”, por influência do Engenho Barreiras. Em Julho de 1944, a cidade passou a ser chamada de Bayeux, sugestão do jornalista Assis Chateaubriand, em homenagem a cidade de Bayeux localizada na França, por ter sido a primeira localidade liberta dos nazistas pelas tropas aliadas, durante a II Guerra Mundial.

O município de Bayeux crescia ao passo que se atenuava a expansão colonial e, posteriormente, o desenvolvimento industrial. As instalações e modernizações das indústrias em Santa Rita e Bayeux**,** bem como a falta de emprego na capital e o êxodo rural, atraiu muitos trabalhadores e agricultores a procura de serviços, cujo quais optaram por residir em Bayeux devido a sua localização estratégica, próxima a capital e ao local de trabalho.

Assim, seu território passou a ser cortados por estradas e pontes em meio aos manguezais e rios, influenciados pela relação do comércio entre João Pessoa e Santa Rita. Diante disto, a população ocupou os territórios sem nenhum planejamento habitacional, substituindo aos poucos as áreas de mangues por casas e estradas. Segundo os dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE, desde 1960 o crescimento populacional é intenso.

A Figura 1 mostra a localização da cidade e da área de estudo em Bayeux/PB

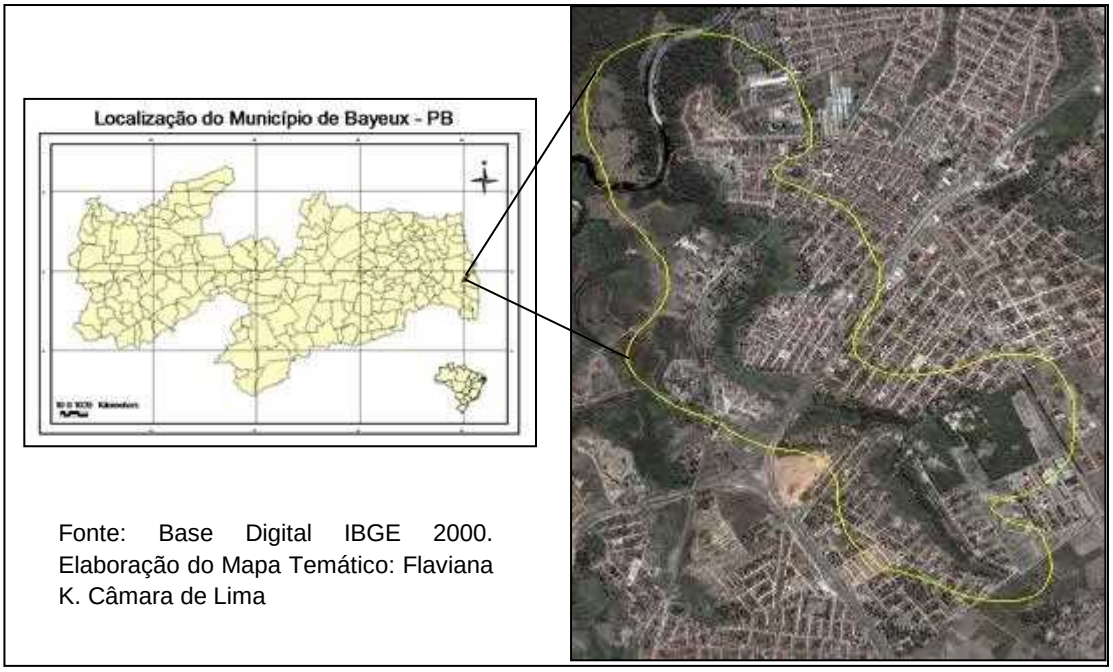


Figura 1: localização da cidade e da área de estudo em Bayeux/PB

A bacia do rio Tambay localiza- se em um perímetro urbano cuja ação antrópica é latente. Nas margens, no leito, nas encostas e ruas, os resíduos urbanos estão difundidos por toda bacia, gerando diversos problemas ambientais, sanitários e estéticos. No que se refere aos problemas relacionados à prática da agricultura urbana na área em estudo, não difere das outras partes do município de Bayeux. O descarte das embalagens dos agrotóxicos utilizados, bem como de produtos diversos, gerando resíduos que poluem o solo e a água, é uma prática comum (Figura 2). Somado ao descarte inapropriado das embalagens, estão o uso dos variados agrotóxicos, que contamina o corpo hídrico e solos. Tal problema é agravado devido à área localizar-se em um ecossistema de mangue, cuja biodiversidade é frágil.



Figura 2 – Disposição de resíduos sólidos inadequada na bacia do rio Tambay/Bayeux/PB. Foto: Flaviana Lima, 2009

O rio Tambay é considerado um rio urbano, não diferentemente de outros rios urbanos sofre com a poluição. Os bairros que esse corta, não possuem sistemas de esgoto, sendo lançado *in natura* no rio, o que afeta o índice de qualidade da água tornando-o uma grande preocupação, pois a água é usada na prática agrícola, regando os produtos consumidos posteriormente pela população (Figura 3).



Figura 3 – Agricultura Urbana na bacia do rio Tambay/Bayeux/PB. Foto: Flaviana Lima, 2009

Nesse estudo foram realizadas as seguintes análises: DBO (Demanda Bioquímica de Oxigênio), DQO (Demanda Química de Oxigênio), OD (Oxigênio Dissolvido), Nitrito, Nitrato, Coliformes e alumínio, analisados em seis coletas. Todas as análises seguiram os procedimentos preconizados no Standard Methods for Examination of Water and Wastewater (APHA, AWWA, WEF, 1998).

Segundo Braga (2005), a DBO corresponde a quantidade de oxigênio dissolvido na água necessária para a decomposição da matéria orgânica. Pode ser definido como o oxigênio que vai ser respirado pelos decompositores aeróbios para a decomposição completa da matéria orgânica lançada na água. *A DBO serve como uma forma de medição do potencial poluidor de certas substâncias biodegradáveis em relação ao consumo de oxigênio dissolvido. (BRAGA 2005, pág.88)*. O aumento dos níveis de DBO caracteriza despejos predominantemente orgânicos.

No que se refere a DQO, corresponde à quantidade de oxigênio necessário para a oxidação da matéria orgânica por meio de um agente químico. *O parâmetro DQO tem sido empregado para avaliar a carga orgânica em águas superficiais e residuais passíveis de serem consumidas em oxidações aeróbias. (ROCHA 2009, pág. 85).*

O oxigênio dissolvido é um dos parâmetros mais usuais e importantes da determinação da qualidade dos recursos hídricos, quando ausente pode permitir o desenvolvimento de organismo anaeróbios que liberam substâncias que conferem a água características indesejáveis como sabor e odor, além da aparência desagradável. A sua presença indica quais os tipos de organismos que podem ser encontrados na água. A sua concentração ocorre em função de diversas variáveis como características dos despejos lançados nos corpos hídricos, as características naturais do próprio corpo e a produção de oxigênio no mesmo.

Os nitratos (NO_3^-) são resultado da matéria orgânica decomposta, onde o nitrogênio é quebrado em vários compostos orgânicos e inorgânicos por bactérias com funções especializas para cada processo. (BRAGA 2005, pág.30).

Em relação aos metais, uma variedade de metais pode ser solúvel em água. Estes metais podem causar danos à saúde em função da quantidade ingerida. Segundo Braga (2005) é esta quantidade que vai informar a toxidade destes metais, seu potencial carcinogênico, mutagênico ou teratogênico. Dentre os metais mais comuns encontrados destacam-se o alumínio, o chumbo e o mercúrio. Em relação ao Alumínio, suas elevadas concentrações na água têm sido correlacionadas a doenças neurológicas como a presença de dislexia em crianças. Pesquisadores também afirmam que as altas concentrações de alumínio no cérebro têm sido encontradas em pacientes com mal de Parkinson e Alzheimer.

Referente a presença de *coliformes totais,* está relacionada à ocorrência de agentes patogênicos, congrega um grupo amplo de bactérias anaeróbias e aeróbias capazes de fermentar a lactose de 24 a 48 horas à temperatura de 35 a 37ºC. Em água bruta é possível encontrar protozoários e outros patógenos em sua presença (LIBÂNEO, 2005).

No que se alude as análises realizadas em laboratório com amostras de água proveniente de um dos pontos onde a prática da agricultura é bastante intensa, conhecida por Horta-agroecológica, os resultados encontram-se acima do normal, o que classifica a água como impróprio para a prática agrícola (ver Tabela 1). Mas a realidade é que a água que é usada para a agricultura, é provinda de poluição devido a falta de saneamento existente no local, onde a altimetria do rio é menor (nível topográfico), o que reverbera na convergência das águas pluviais e residuais.

	Parâmetros CONAMA	**Datas das Coletas**					
		22/04/2009	**21/07/2009**	**21/10/2009**	**09/12/2009**	**06/04/ 2010**	**09/06/2010**
Coliformes T.		sem resultado	110	1.100	0,4	sem resultado	>244
DQO		142,6	206,3	487	93.5	138,0	77,9
DBO	até 3 mg/L O2	56,9	69,3	23	27.3	57	3.5
Nitritos	1,0 mg/L N	0,03	0,5	8,52	0,9	51,73	sem resultado
Nitratos	10,0 mg/L N	0,12	0,12	sem resultado	6,10	6,10	30,00
Alumínio	0,1 mg/L Al	sem resultado	0,255	0,195	0,16	0,42	sem resultado
OD	não inferior a 5 mg/L O2	8,3	2,8	sem resultado	1,2	sem resultado	1.4

TABELA I – Resultados das análises realizadas no ponto de coleta da Horta-agroecológica, localizadas as margens do rio Tambay, no bairro Tambay – Bayeux/PB.
Fonte: Laboratório de Saneamento da UFPB e Associação Instituto de tecnologia de Pernambuco.

Para intensificar ainda mais o baixo índice de qualidade da água, após essa ser drenada para irrigação, retorna ao leito ainda mais poluída, com a presença de indicadores até mesmo tóxicos, como chumbo, mercúrio, etc. Assim, contamina a água e o solo, influenciando na fauna e flora, bem como na população circunvizinha, que utilizam a água para diversos fins, seja por necessidade devido a falta de equipamentos urbanos, ou pela ausência de conhecimento ou consciência do perigo de se fazer uso de tais águas. Assim, doenças eclodem dessas, atingindo principalmente crianças que usam o rio como recreação, pescadores e agricultores. Dentre as mais comuns podemos citar: doenças de pele, diarréia infecciosa, cólera, leptospirose, hepatite, esquistossomose, etc.

CONCLUSÃO

Durante anos a agricultura foi à base para desenvolver e sucumbir civilizações. Sua prática liga-se aos primórdios da vida humana, permitindo a fixação e desenvolvimento do homem. Atualmente, compõe a mesa dos planejadores, pautada como um dos elementos fundamentais para a existência humana. Com o crescimento das cidades, que ocupam cada vez mais áreas e aumenta à população, os homens aos poucos tem menos opções de áreas para cultivo, o que causa preocupações para o futuro. Nesse intento, pesquisadores apontam que o desenvolvimento da agricultura urbana planejada e ecologicamente correta é um fator importante, não apenas para suprir necessidades alimentícias, bem como um meio de construção integral entre sociedade e natureza. Contudo, tão construção é de longo prazo, requerendo um processo de conscientização da população, e dos agricultores que desenvolve tal atividade.

REFERÊNCIAS

SOUZA, Marcelo Lopes de. ABC do desenvolvimento urbano. 2ª Edição. Rio de Janeiro: Editora Bertrand Brasil, 2005.

SANTOS, Milton. A Urbanização Brasileira. São Paulo: HUCITEC, 1994.

ROESE, Alexandre Dinnys. Agricultura Urbana. (Disponível: http://www.agronline.com.br/artigos/artigo.php?id=112.)

BRAGA, Benedito. Introdução a Engenharia Ambiental. 2 ed. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2005.

ROCHA, Julio Cesar. Introdução a Química Ambiental. 2 ed. Porto Alegre: Bookman, 2009.

LIBÂNIO, Marcelo. Fundamentos de qualidade e tratamento de água. 2ª Edição. Ed. Átomo. Campinas, 2005.

Os autores agradecem ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq, pelo apoio financeiro. (MCT/CNPq/CT- AGRONEGÓCIO/CT-HIDRO - Nº 27/2008).

ANÁLISE COMPARATIVA DE SISTEMAS DE CONTROLO E TRATAMENTO DE ESCORRÊNCIAS RODOVIÁRIAS

Paulo J. RAMÍSIO [1]

RESUMO

A poluição com origem em escorrências rodoviárias pode contribuir para a degradação da qualidade dos meios hídricos uma vez que os poluentes depositados na plataforma rodoviária são transportados por via hídrica. Caso não se promova a retenção destes poluentes, a sua mobilidade poderá comprometer a qualidade do solo, das águas superficiais e aguas subterrâneas adjacentes.

Data a sua natureza intermitente e difusa e, pelo facto do caudal de efluente a tratar apresentar baixas cargas orgânicas, a utilização de sistemas de tratamento biológico ou físico-químicos convencionais não se apresentam como adequados. Os processos que se tem demonstrado adequados à imobilização ou retenção dos poluentes de escorrências rodoviárias são: a equalização, a sorção e a filtração.

Os sistemas de tratamento que reúnem os critérios anteriores são: as valas relvadas, e os sistemas de detenção, retenção, infiltração e filtração. Dada a grande variabilidade dos caudais afluentes, estes sistemas poderão ser providos de uma unidade de regularização, de modo a diminuir o efeito desta carga hidráulica no sistema de tratamento e, consequentemente, na descarga destes.

No presente trabalho são analisados os principais métodos estruturais de controlo da poluição por escorrências rodoviárias, sendo comparadas as suas vantagens, eficiências e domínios de aplicação.

PALAVRAS-CHAVE: Águas Pluviais, Escorrências Rodoviárias, Poluição Difusa

[1] Prof. Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Azurém, 4800-058 Guimarães, Portugal. email: pramisio@civil.uminho.pt

1. INTRODUÇÃO

A caracterização dos poluentes associados a escorrências rodoviárias (ER) e os seus efeitos no meio ambiente tem sido objecto de crescente interesse por parte da comunidade científica e técnica.

Apesar do grande número de poluentes presentes em escorrências rodoviárias, pela sua importância ambiental, os principais grupos poluentes a ter em conta são: Os metais pesados, os compostos orgânicos, os nutrientes e os sedimentos. Acresce ainda que alguns destes poluentes são conservativos enquanto que outros são degradados ao longo do tempo.

Para além dos aspectos qualitativos deve ainda ser tido em conta os caudais descarregados, uma vez que estes podem ser responsáveis por elevados prejuízos a jusante do local de descarga.

Em Portugal, a descarga das águas residuais na água e no solo é regulado por normas e critérios. Os objectivos de qualidade foram criados, a fim de proteger o meio aquático e melhorar a qualidade da água. Áreas sensíveis também foram definidas com regras específicas de descargas nestes locais.

Embora a legislação já considera as escorrências como águas residuais, não existem normas específicas para as suas descargas. Os impactos destes efluentes nos ecossistemas tem sido associado primariamente com a sua natureza quantitativa, como inundações e a erosão.

A falta de regulamentação específica para a descarga deste tipo de poluição deve-se ao facto de, na data da legislação, a principal meta era o aumento da cobertura dos centros urbanos com redes de abastecimento de água e redes de drenagem de águas residuais e, portanto, esses temas foram o foco principal da a legislação.

Após quase duas décadas as ER tem sido provadas como uma fonte não negligenciável de poluição difusa. Estudos recentes, baseados em trabalhos de monitorização tem demonstrado que, para alguns poluentes, as ER podem mesmo apresentar concentrações superiores aos padrões permitidos para a descargas de águas residuais urbanas.

O Projeto G-Terra - Directrizes para a Gestão Integrada da Poluição das Escorrências de Estradas em Portugal (PTDC/AMB/64953/2006), financiado pela Fundação Português de Ciência e Tecnologia, encontra-se a analisar a origem e presença de poluentes nas ER e estabelecer relações com as características específicas das estradas, a regional e nacional.

Este projecto inclui a análise das metodologias de tratamento e controlo disponíveis, por forma a contribuírem para a mitigação desta forma de poluição.

Os sistemas de controlo tem de ser caracterizados por um funcionamento simples e robusto, sem grandes necessidades de operação e manutenção, os quais poderiam por em causa a exequibilidade da sua utilização em larga escala.

Os principais objectivos das unidades de tratamento de ER são:

- Manter as condições hidráulicas semelhantes às da situação de referência (superficiais e subterrâneas).

- Remover sólidos em suspensão e poluentes associados às ER.
- Diminuir o potencial erosivo gerado pelo escoamento superficial.
- Preservar os sistemas naturais existentes.
- Reduzir os impactos do aumento térmico gerados pelas superfícies impermeáveis.

2. SISTEMAS DE CONTROLO E TRATAMENTO

2.1 VALAS RELVADAS

As valas com vegetação são uma prática de infiltração onde um canal de transporte do escoamento superficial está associado à infiltração e posterior recolha por um sistema de drenos. Estas valas são revestidas com relva, ou outra espécie resistente à erosão, promovendo a absorção de nutrientes, reduzindo a velocidade do escoamento e permitir a sua infiltração. Assim, a utilização, com sucesso desses métodos de controle é altamente dependente das condições locais.

As valas com vegetação são concebidas para promover a redução dos poluentes através da infiltração, filtração, ou armazenamento temporário das ER. Variantes deste tipo de soluçoes incluem: valas secas; valas húmidas e valas de biofiltração.

Valas secas são usados em zona com cobertura vegetal densa, e onde esta pode ser mantida. Por causa de uma limitada capacidade de regularização são, muitas vezes, combinadas com outros métodos. Não devem ser utilizadas em zonas onde as velocidades são superiores a 0,46 m/s.

Numa pesquisa realizada por JF Sabourin and Associates (1999), duas valas vegetadas, com um sistema de drenos perfurados e um sistema de drenagem convencional foram comparados. Os resultados obtidos indicaram que o caudal que saiu dos drenos era muito menor do que num sistema convencional. Os caudais de ponta e o volume total da saída das valas foram de 2 a 6% e 6 a 30% dos verificados num sistema convencional, respectivamente. Os resultados da monitorização da qualidade da água indicaram que, para a maioria dos poluentes, as concentrações medidas nos drenos perfurados eram iguais ou menores do que no sistema convencional. No entanto, ao analisar as cargas poluentes foi verificado que no primeiro sistema as cargas libertadas eram significativamente inferiores às do sistema convencional.

Schueler *et al.* (1991) propõe vários critérios de concepção, incluindo inclinações longitudinais inferiores a 6%, subsolo permeável, longos tempos de contacto, comprimentos de vala superior a 61m, e cobertura de relva densa. Além disso, a velocidade máxima da água na vala não deve exceder 0,46 m/s, e o caudal inferior a 0,14 m^3/s. Segundo este autor, quando correctamente dimensionados, a remoção prevista nas valas relvadas tem sido relatadas como 70% para os sólidos suspensos totais (SST), 30% para o fósforo total, 25% para azoto total, e 50% a 90% para vários metais.

Yousef *et al.* (1985a) também encontraram valas eficazes na remoção de espécies iónicas de metais presentes em ER. Os processos envolvidos na remoção incluíram sorção, precipitação, co-precipitação e absorção biológica. Wang *et al.* (1980) realizaram estudos tendo por base balanços de massa para demonstrar a eficácia da vegetação superficial na

retenção de metais de escoamento da estrada em vários locais na área de Seattle e verificaram que o chumbo foi o metal mais imobilizado; 95% do chumbo que entrou numa vala com 24 metros de comprimento foi retido. Bell e Wanielista (1979), noutro estudo, também concluíram que o chumbo foi imobilizado mais de outros metais. No entanto, Harper *et al.* (1984) referem que, como a remoção de metais pesados está associado com o valor do pH da escorrência e da correspondente composição química dos iões metálicos, a presença de agentes orgânicos complexos, tais como ácidos húmicos reduz a eficiência de remoção.

Outros poluentes também podem ser removidos do escoamento através do uso de valas com vegetação. Little *et al.* (1982) relataram a eficiência de remoção nutrientes (nitrato, nitrito e fósforo solúvel e total) foi diminuído em 20% no verão, num canal com 72 metros de comprimento. No mesmo canal, a remoção de óleos e gorduras variou entre 67% a 93%. Verificou ainda que os resultados deste estudo indicam uma degradação de hidrocarbonetos máximo de apenas 48% após 60 dias ao longo das estradas sem valas e, em estradas com valas de pequena inclinação, em condições aeróbias alcançaram taxas de degradação de hidrocarbonetos de 99%.

Em dois estudos, Maitland e EPCOT, foi avaliada a influência de das taxas de infiltração, de 3,56 a 8,64 cm/h e 1,27 a 3,3 cm/h, respectivamente e, concluiu-se que a eficiência de remoção pelas valas com vegetação, dos metais pesados, azoto e fósforo é proporcional ao tempo de contacto. Portanto, o projecto deve incluir canais mais longos com pistas com pequenas inclinações.

Yousef *et al.* (1985a) constatou ainda que a eficiência de valas aumentou quando os solos estão secos e as taxas de infiltração são altas, onde o nível freático é mais profundo, e quando o tempo de contacto é maior. Assim, valas planas e solos arenosos, acima do nível freático, são condições favoráveis para estes sistemas.

Umeda (1988) expressou alguma preocupação sobre a reduzida eficiência de remoção durante os períodos secos, quando não existe vegetação ou esta apresenta menor crescimento. Schueler *et al.* (1991) citam várias outras preocupações. Valas em solos arenosos podem enfrentar problemas de estabilidade de taludes laterais e a retenção prolongada de água nas valas pode criar condições para a ocorrência de mosquitos e odores.

2.1 SISTEMAS DE DETENÇÃO

A utilização de lagoas para tratamento de ER encontram-se bem documentada. São os principais dispositivos de controle dos caudais de ponta, projectadas para reduzir os caudais associado a escorrências associadas a grandes intensidades de precipitação. Como tal, as lagoas são projectados para ser encontrarem vazias entre os diferentes eventos. São concebidas com uma descarga, através de uma estrutura hidráulica com lei de vazão conhecida. Estes lagoas são geralmente concebidas para deter a escorrência por 1 a 2 horas (Metropolitan Washington Council of Governments, 1983). Apesar do seu efeito de regularização, segundo Papa e Hess (1989), a sua eficiência de remoção de poluentes é baixa.

As bacias de detenção prolongada, como o nome indica, são semelhantes às lagoas secas mas com maiores tempos de detenção. Valores até 24 horas são comuns, apresentando valores mínimos de 6 a 12 horas (Schueler *et al.*, 1991). A remoção de poluentes é aumentada pelo maior tempo de detenção que, permite a decantação de partículas. A eficiência do tratamento é moderada, e altamente variável, dependendo do tempo de detenção e da fracção de escorrências efectivamente detida. Encontra-se documentado eficiências de remoção de 30% a 70% para SST, 15% a 40% para a CQO e 10% para 30% para o fósforo total (Schueler *et al.*, 1991). As taxas de remoção de nutrientes solúveis são baixas, e às vezes até negativas. Schueler *et al.* afirmam que as eficiências de tratamento para os hidrogramas menores (isto é, <1,27 cm) são normalmente mais elevadas do que aquelas associadas a hidrogramas maiores. Lange (1990) verificou ainda que os cloretos não são retidos em lagoas secas.

Dorman *et al.* (1988) atribuem a baixa, e às vezes negativa eficiência das lagoas detenção, ao facto da maioria dos poluentes associados a ER estarem associadas com o material particulado de menor dimensão, que não têm tempo suficiente para decantar numa lagoa seca. Assim, se for promovida a libertação dos poluente retidos, estas bacias podem tornam-se uma fonte pontual de poluentes.

O custo de construção de lagoas secas é geralmente menor do que as restantes variantes mas, os encargos de manutenção é, geralmente mais elevado. A incapacidade de prever o tempo de detenção real cria dificuldades quando se tenta estimar as eficiências destes sistemas na remoção de poluentes. O entupimento dos órgãos de entrada e saída são um problema frequentemente neste tipo de soluções.

2.2 SISTEMAS DE RETENÇÃO

Estas bacias são concebidas para manter um volume permanente de água e armazenar temporariamente o escoamento, sendo este posteriormente liberado de acordo com uma lei de vazão definida. A remoção de poluentes é obtida principalmente através da sedimentação de partículas suspensas e com alguma expressão para os processos biológicos, a sedimentação e/ou a absorção de nutrientes solúveis. De modo a aumentar a eficiência destas, por vezes é previsto um poço para retenção de sedimentos na entrada.

Estas bacias são consideravelmente mais eficaz na mitigação da poluição de ER. Segundo Maestri e Lord (1987), estas lagoas são a melhor escolha para o tratamento de escoamento rodoviário se os sistemas com vegetação não forem viáveis. No entanto, não são aplicáveis em locais onde a evapotranspiração seja superior à precipitação.

As remoções relatados variam, em função do tamanho da bacia em relação à bacia hidrográfica, mas também das características dos órgão de colecta desta.

Schueler *et al.* (1991), baseados no resultados de estudos de monitorização verificaram que a variação de remoção de SST, fósforo total, e nutrientes solúveis foi de 50% a 90%, 30% a 90% e 40% a 80%, respectivamente. Yousef *et al.* (1985b) analisou a eficiência de remoção de uma lagoa numa com uma superfície de cerca de 3 hectares e uma profundidade de 1,5 a 2 metros e verificou reduções do cádmio dissolvido, zinco, cobre, chumbo, níquel, crómio e ferro variou de 27% a 63%.

Wanielista *et al.* (1988b) tentaram determinar a eficiência de remoção de uma lagoa de detenção para dois eventos individuais e para a média anual. Os parâmetros analisados forma os SST, carbono orgânico e inorgânico, os metais dissolvidos e totais e os coliformes fecais. A eficiência de remoção foi calculada para os eventos e escoamento para a concentração média anual. As eficiência do evento foram: 45% de carbono orgânico, 97% para coliformes totais, 50% para o zinco, 49% para o cobre, 27% para o ferro, e 37% para o chumbo. Reduções na concentração média anual entre a entrada e a saída foram de 42% de carbono orgânico, 99% para coliformes totais, 69% para o zinco, 60% para o cobre, 67% para o ferro, e 31% para o chumbo.

Yousef *et al.* (1985b) verificou que os 8 centímetros superficiais dos sedimentos continham concentrações de metais pesados. Concluiu que, ao atingir o fundo do tanque, metais pesados formaram associações estáveis e que, sob condições aeróbias, o potencial de liberação dos metais retidos manteve-se altamente improvável.

Hvitved-Jacobsen *et al.* (1984) e Yousef *et al.* (1986), com base numa investigação de uma lagoa molhada de sedimentos ao longo de um período de 7 anos, concluíram que os sedimentos serviram como forma de retenção do azoto e fósforo. Durante todo o período monitorizado, 99% do fósforo foi depositado nos sedimentos e lá permaneceu como um resultado das condições aeróbias. A correlações entre as taxas de acumulação de sedimentos foi ainda investigada por Yousef *et al.* (1991), tendo sido encontrado valores entre 1,1 e 4,2 cm/ano.

Haan e Ward (1978) conduziram uma pesquisa sobre o tamanho das partículas de sedimentos nas bacias de sedimentação e concluíram que o factor com maior influência é o número de partículas nos sedimentos de entrada, na gama de 5 a 20 mícron, e que as partículas inferiores a 5 mícron de tamanho não são susceptíveis de decantar sem a ajuda de um floculante.

O desempenho dos sistemas de detenção como função da profundidade também tem sido avaliado, demonstrando que, quando a área da lagoa é superior a 2% da área da bacia, a eficiência de remoção do fósforo total é controlada pela profundidade da lagoa e não a área de superfície. Como exemplo, na proporção de 2%, uma lagoa de 2 metros de profundidade remove aproximadamente 40% do fósforo total, enquanto que com 4 pés de profundidade na mesma proporção que remove cerca de 55% e, com 12 pés de profundidade a remoção é de 70%. Assim, Maristany (1989) conclui que, quando os custos de escavação são menos os custos de aquisição de terras, aumentar a profundidade da lagoa pode ser mais eficaz.

Vários critérios de concepção tem sido propostos para a concepção. Uma relação comprimento-largura de 2:1 e um tempo de detenção típico de 9 dias para lagoas molhadas é sugerido em Maryland (1984). As eficiências de remoção estão directamente relacionadas com a geometria da lagoa, tempo de detenção, o volume e o tamanho de partícula.

Os custos de construção dos sistemas de detenção são superiores aos de outras lagoas, custando geralmente, mais 25% a 40% (Schueler *et al.*, 1991).

Estes custos também são altamente dependentes de custos de aquisição de terras. Os custos por unidade de área tratada geralmente diminuem com o aumento da área da bacia

(Burch *et al.*, 1985a). Segundo Schueler *et al.* (1991), os custos de manutenção anuais variam de 3% a 5% dos custos de construção.

A manutenção destes sistemas consiste tipicamente em inspecções, remoção de lixo e entulhos e limpeza da vegetação. Além disso, os sedimentos devem ser removidos por forma a não comprometerem o funcionamento da lagoa a longo prazo. Quando correctamente concebidas, podem ter um período de vida útil superior a 20 anos.

Uma variação destes sistemas são as lagoas com vegetação. Estas são lagoas de detenção, concebidas de modo a criar condições favoráveis ao crescimento de plantas. Ao contrário das unidades concebidas para tratamento de águas residuais urbanas, para o tratamento das ER estas não são projectados para replicar todas as funções ecológicas das zonas húmidas naturais. A remoção de poluentes é obtida principalmente através de absorção pelas plantas das zonas húmidas, a filtração, adsorção, e a decomposição microbiana. As zonas húmidas têm a capacidade de assimilar uma grande quantidade de sólidos dissolvidos e suspensos e apresentam uma alta redução de nutrientes (Dorman *et al.*, 1988).

Estes sistemas são particularmente adequados à remoção de CBO, SST, e metais pesados. Os nutrientes também são removidos, mas com eficiências muito variáveis. Em geral, as eficiências destes sistemas são semelhantes aos verificados em lagoas molhadas (Schueler *et al.*, 1991). Além disso, o grau de tratamento depende da área superficial e a sua relação com o volume de tratamento e, a razão da sua área com a área da bacia drenante.

Para a sua concepção Dorman *et al.* (1988) sugerem um tempo de retenção relativamente longo (6 a 14 dias) como o factor mais importante na remoção de metais pesados e outros poluentes tóxicos. O nível freático e um baixo gradiente hidráulico, de modo a diminuir o fluxo, são também considerados factores importantes. Esta configuração ajudam a maximizar o tempo de contacto entre o escoamento e a vegetação de zonas húmidas e os solos.

Em geral, a lagoa deverá ter uma pequena inclinação e as profundidades da água não excedem os 0,6 a 0,9 cm, de modo a permitir o crescimento da vegetação emergente. Profundidades maiores são favoráveis para o crescimento da vegetação aquática submersa. Nenhuma área da lagoa deve ter uma profundidade de água superior a 1,2 m. Em geral, 50% da lagoa deve ter profundidades inferiores a 0,3 m, 30 por cento da lagoa deve ser de 0,3 a 0,6 m de profundidade, e 20% da superfície da lagoa deve ser de 0,6 a 1,2 m de profundidade.

O Departamento do Meio Ambiente de Maryland (2000) exige que a escorrência associada aos primeiros 25mm de precipitação seja retida e descarregada ao longo de um período de 24 horas para fornecer o tratamento adequado, para eventos com um tempo de recorrência de 2 e 10 anos.

Os elementos constituintes deste sistema são: poço de sedimentos; descarregador de tempestades: obra de descarga e zona de transição.

O poço para sedimentos deve ser previsto em todos os locais de entrada. Deve ter acesso rodoviário, para facilitar a remoção de sedimentos. Constituem cerca de 10 por cento do volume total da bacia e devem ter uma profundidade máxima de 1,2 m.

O decarregador de tempestades permite a descarga de caudais superiores aos previstos pelo sistema e a obra de descarga deve ser concebida por descarga superficial de modo a reduzir ou eliminar a sua obstrução.

A zona de transição tem normalmente um inclinação máxima de 10:1 (H:V) e deve ser prolongada pelo menos 6 m da retenção criada. Esta área será temporariamente inundadas quando o escoamento superficial é detido temporariamente. A plantação de árvores na zona de transição aumenta a absorção de nutrientes, o sombreamento reduz o aumento da temperatura.

Deve ser previsto a colocação de solos orgânicos no fundo da lagoa para promover um crescimento mais rápido da vegetação. As plantas emergentes escolhidas deverão ter uma adequada densidade e espaçamento e uma altura superior ao nível correspondente ao normal funcionamento deste órgão e, devem propagar-se por sementes. Schiffer (1988) documentou a redução das concentração de ER em zonas húmidas. As maiores remoções foram do chumbo e zinco, com média de 80% e 53%, respectivamente. O desempenho destes sistemas é maior durante os meses mais quentes, que são associados com a estação de crescimento, e as taxas de remoção são reduzidas durante os meses mais frios. Além disso, a deterioração anual de plantas pode gerar um pulso de nutrientes no escoamento.

Os maiores custos das lagoas com vegetação está normalmente associado com a maior área necessária para a sua construção (Schueler *et al.*, 1991). Por outro lado, os custos de manutenção anuais são apresentados por vários autores como aproximadamente 3% a 5% dos custos de construção.

Schueler *et al.* (1991) destacam as dificuldades de implantação destes sistemas em solos arenosos ou em solos com alta permeabilidade, obrigando à utilização de barreiras impermeáveis, ou com baixa condutividade hidráulica.

2.4 SISTEMAS DE INFILTRAÇÃO

Os sistemas de infiltração são projectados para conter um certo volume de escoamento e promover a sua infiltração no subsolo subjacentes ou, num meio filtrante poroso criado para o efeito.

Este processo é caracterizado por:

- Reduzir o volume total de escoamento descarregado.
- Filtrar sedimentos e outros poluentes por processos químicos, físicos e biológicos durante o seu movimento.
- Aumentar as reservas de água, pela recarga das águas subterrâneas.

Os sistemas de infiltração mais comuns são os poços, as trincheiras e bacias de infiltração.

Estes sistemas requerem requerem solos porosos de modo a funcionarem correctamente. Geralmente, não são adequados em solos com um percentagem de argilas e siltes superiores a 30 % (WMI, 1997b). Eles também não são adequados em zonas com: nível freático elevado; pouca profundidade de camadas de solo impermeável; aterros ou encostas

íngremes, áreas onde a contaminação das águas subterrâneas pode ser um problema, existe o risco de derramamentos de materiais perigosos.

A eficácia do tratamento depende da sua instalação ("on-line" ou "off-line"), e dos critérios de dimensionamento utilizados na sua concepção. A instalação "off-line" impede que seja infiltrada a totalidade do caudal afluente. Assim, a redução da carga total anual depende da quantidade do volume anual de escoamento superficial que é desviada para a estrutura de infiltração. Por outro lado, as práticas de infiltração "on-line", tem menor eficácia de tratamento, geralmente próximas de 75 % (WMI, 1997b).

2.4.1 POÇOS

Jackura (1980) descreve o uso de poços de drenagem para o tratamento do escoamento superficial de estradas na Califórnia, no início de 1960.

Os dois principais tipos de poços drenantes são os de fundo aberto (com ou sem perfurações) e fechado. Os poços devem estender-se através de camadas impermeáveis e terminarem a uma distância mínima de 10 metros acima do nível freático. Geralmente, como meio filtrante são usados o cascalho e/ou a areia.

O efeito dos sistemas de infiltração na qualidade das águas subterrâneas não é completamente conhecido. Existem poucos estudos sobre o risco de contaminação e grande dos existentes diz respeito à infiltração de águas residuais urbanas (Pitt, *et al.*, 1994; Fischer, sem data; Ging *et al.*, 1997, Morrow , 1999).

Os custos de construção e de exploração de poços de drenagem são maiores do que outros sistemas de infiltração, quando comparados em função do volume de água drenada. O risco de contaminação das águas subterrâneas é maior nestes sistemas, relativamente a outros métodos de infiltração.

2.4.2 - TRINCHEIRAS DE INFILTRAÇÃO

As trincheiras de infiltração são elementos superficiais (0,6 a 3 m de profundidade) materializadas pela escavação de valas em solos relativamente permeáveis, a que se segue o seu preenchimento com material granular por forma a criar um reservatório subterrâneo. Estão geralmente associadas a bacias inferiores a 10 hectares (Harrington, 1989) e a remoção de poluentes é feita principalmente por sorção e decomposição microbiana no solo subjacente (Schueler *et al.*, 1991). A superfície da trincheira pode ser coberta com enrocamento, gabiões, areia, ou uma cobertura vegetada.

As escorrências que são desviadas para a trincheira infiltram-se no subsolo. A utilização de um pré-tratamento, como por exemplo valas filtrantes, com ou sem vegetação, deve ser utilizada, de modo a remover os sedimentos e prevenir a colmatação dos poros do meio. Este sistema apresenta maiores custos do que os sistemas de lagoas, quando comparados em termos de custo por volume tratado, mas são os sistemas mais adequados para áreas de drenagem inferiores a 10 hectares, onde as lagoas não podem ser usados.

Poucos estudos de monitorização tem avaliado a eficiência destes sistemas. Schueler *et al.* (1991) apresentaram um relatório onde estimam que a remoção de sedimentos foi superior a 90% e as remoções de fósforo e azoto foram de aproximadamente 60%. Remoções de aproximadamente 90% dos coliformes, metais e compostos orgânicos também podem ser atingidas. Verificaram ainda uma baixa eficiência de remoção de cloretos, nitratos, metais pesados solúveis, principalmente em solos arenosos. O aumento dos níveis de matéria orgânica no solo pode aumentar a eficiência de remoção.

Os dispositivos de infiltração (isto é, trincheiras e bacias) são altamente dependentes das condições locais. Schueler *et al.* (1991) afirmam que a maioria dos locais exige uma investigação "in situ" para verificar a sua viabilidade.

Os critérios de concepção incluem parâmetros como a taxa de infiltração de solo saturado, o tempo máximo permitido de desidratação, a distância mínima entre o fundo e instalação de água subjacente, e as características topográficas. O taxa de infiltração mínima do solo saturada mais comum é de 1,27 cm/h (Schueler *et al.*, 1991), mas valores de 0,76 cm/h também são relatados (Dorman *et al.*, 1988).

Os dispositivos de infiltração deve ser concebido para esvaziar completamente entre eventos. Harrington (1989) afirma que a secagem do solo promove o rejuvenescimento dos poros.

A profundidade mínima do nível freático e o tempo de contacto são também variáveis importantes no que diz respeito à contaminação das águas subterrâneas. Normalmente, esse valor é ditado pela profundidade regional para o nível freático (Dorman *et al.*, 1988). Os valores variam de 0,9 a 3 m. Encostas íngremes também pode proibir práticas de infiltração. O valor máximo proposto para a inclinação longitudinal varia entre 5% (Schueler *et al.*, 1991) e 7% (Dorman *et al.*, 1988).

Devem ser previstas faixas de protecção, com pelo menos 6 m de largura, em ambos os lados da trincheira auxiliar, para a remoção de sedimentos mais grosseiros.

Finalmente, sugere-se que cada trincheira devem ser inspeccionados pelo menos uma vez por ano, após uma grande tempestade para ver se ele está drenando a taxa projectada.

2.4.3 – BACIAS DE INFILTRAÇÃO

As bacias de infiltração são estruturas criadas por escavação, ou construção de taludes ou pequenas obras de retenção. Elas são tipicamente de fundo plano, sem saída, e projectados para armazenar temporariamente o escoamento superficial gerado (de 2 a 50 hectares, dependendo das condições locais). A escorrência infiltra-se gradualmente através do leito e nas superfícies laterais da bacia, de preferência num período até 72 horas depois da ocorrência do evento. Após esta etapa, as condições aeróbias são mantidas por forma a assegurar que a bacia esteja pronta para receber o próximo evento. As bacias de infiltração são muitas vezes utilizadas como um sistema "off-line" para o tratamento do primeiro fluxo de escoamento superficial ou para tratar as descargas de ponta de eventos com um tempo de recorrência de 2 anos.

Normalmente, são dimensionadas para a escorrência associada aos primeiros 12,7 mm de precipitação associada com o primeiro fluxo. Qualquer escoamento adicional é desviada para outros dispositivos de descarga ou para o "by-pass" previsto a montante da bacia, através de um descarregador. Estes dois sistemas diferentes são frequentemente referidos como "on-line" e "off-line", respectivamente (Schueler *et al.*, 1991).

A manutenção de solos e taludes da bacia sem a sua colmatação, mantendo a taxa de percolação apresenta-se como uma medida importante para o correcto funcionamento destes sistemas . Para ajudar a manter os sedimentos da bacia, as escorrêcnias deverão ser instaladas com uma unidade de pré-tratamento a montante.

O uso de um filtro granular geralmente duplica a vida útil destas instalações.

Stahre Urbonas (1989) descreveram a utilização, com sucesso, de instalações de infiltração (ambas as trincheiras e bacias), na Suécia. Na sua concepção foi considerada uma abordagem mais conservadora, dividindo a taxa de infiltração por um factor de segurança de 2 ou 3, pelo facto dos poros ficarem colmatados ao longo do tempo. Esta medida aumentou a longevidade e desempenho das estruturas de infiltração neste estudo Sueco.

Em áreas onde os derrames de petróleo são possíveis, ou em áreas onde os aquíferos são a única fonte de água potável, o uso de bacias de infiltração deve ser cuidadosamente analisado (Schueler *et al.*, 1991).

Os custos de construção das bacias de infiltração são geralmente 10% a 20% superiores ao das lagoas secas (Schueler *et al.*, 1991). Estes custos podem aumentar significativamente em função das melhorias previstas para aumentar a sua vida útil.

Os custos anuais de manutenção são normalmente cerca de 5% dos custos de construção.

A instalação de unidades de pré-tratamento pode prolongar a vida destes sistemas e, por isso, também deve ser objecto de avaliação.

2.5 - SISTEMAS DE FILTRAÇÃO

As técnicas de filtração promovem a filtração de partículas em suspensão nas escorrências. O meio filtrante mais comum é a areia, mas outros materiais têm sido utilizados.

Os filtros de areia são um dispositivo relativamente novo no tratamento de ER (Schueler *et al.*, 1991). Na verdade, o conceito é semelhante ao de uma bacia de infiltração, mas com um fundo impermeável, sendo o efluente final descarregado a jusante, em vez da sua infiltração no solo.

Os sistemas de filtração tem reduzido efeito sobre os hidrogramas das escorrências afluentes e, por isso, são frequentemente usados em conjunto com outros tipos de práticas de com atenuação dos caudais de ponta.

A biofiltração é por vezes considerada, de modo a capturar e tratar o escoamento através da acção conjunta dos fenómenos de filtração, infiltração, adsorção, troca iónica e absorção biológica dos poluentes.

Estes sistemas podem estar "*on-line*" ou "*off-line*". Os sistemas "*off-line*" apresentam melhor eficiência uma vez que não estão sujeitos a eventos com grandes cargas de sedimentos. A remoção de poluentes é obtida principalmente pela retenção dos poluentes no meio poroso e através de sedimentação na parte superior do meio filtrante. As taxas de remoção de SST e metais pesados são altas e, moderada para a Carência Bioquímica de Oxigénio (CBO), nutrientes e coliformes fecais. A remoção de nutrientes pode ser ainda aumentada através da absorção pelas plantas, caso seja prevista uma cobertura com vegetação na parte superior do filtro.

Um grande número destes sistemas tem sido aplicado com bons resultados em Austin, no Texas. Três destes filtros de areia apresentaram 85%, 35%, 40%, 40% e 50% a 70% de eficiência de remoção de sedimentos, azoto total, fósforo dissolvido, coliformes fecais e metais pesados, respectivamente (Schueler *et al.* 1991).

Os filtros de areia assumem especial importância em áreas com solos finos, e portanto, com baixas taxas de infiltração, mas também em áreas de elevada evapotranspiração (Schueler *et al.*, 1991). Os filtros de areia também representam uma reduzida ameaça à contaminação das águas subterrâneas e são úteis em locais com pouco espaço disponível. Podem, no entanto, apresentar um impacte visual se não forem devidamente integrados. A ocorrência de odores também é um problema frequente associado em alguns filtros de areia.

A maioria dos filtros de areia tem sido aplicado com áreas contributivas de 0,2 a 0,4 hectare, com um máximo de cerca de 20,2 hectare. A espessura mínima leito de areia é de 45 cm e um tempo de percolação de 24 a 40 horas são normalmente previstos para a remoção de poluentes ser eficaz. A carga hidráulica necessária para operar de forma eficaz os filtros de areia tem sido geralmente 0,6 a 1,2 m.

Os custos de construção de filtros de areia são aproximadamente 2 a 3 vezes o custo do mesmo tamanho trincheiras de infiltração. Uma das razões para o aumento dos custos é a parte estrutural do filtro.

Uma manutenção frequente (ou seja, trimestral) é necessária, consistindo em operações de remoção de folhas, lixo e remoção de detritos e sedimentos da superfície do meio filtrante. Os custos de manutenção são estimados em 5% dos custos de construção por ano.

De modo a aumentar a sua longevidade e eficácia, os filtros de areia são geralmente constituídos por duas etapas; Na primeira fase, decantam as partículas de maiores dimensões, sendo também removidos os poluentes associados a estas partículas. Os restantes poluentes são encaminhados para o meio filtrante onde, em função das suas características, se dá a retenção de parte destes poluentes.

Várias modificações ao filtro tradicional, superficial de areia, tem sido propostos em situações específicas, de modo a aumentar a retenção de poluentes.

Os filtros multi-compartimentados são filtro de areia com grande qualidade (Robertson *et al.*, 1995). Este sistema, normalmente subterrâneo, é constituído por três câmaras. A escorrência entra na primeira câmara onde é promovida a deposição dos sólidos de maiores dimensões e libertados alguns compostos voláteis. A segunda câmara permite a decantação de sedimentos finos e remoção de mais de compostos voláteis e hidrocarbonetos flutuantes através da utilização de difusores de bolhas de ar. A câmara final promove a filtração,

usando um meio de areia e turfa para a redução dos poluentes remanescentes. A parte superior do filtro é coberto por uma tela que distribui uniformemente o efluente e evita a ocorrência de curto-circuitos. Embora essa prática possa atingir elevadas taxas de remoção de poluentes, pode apresentar custos proibitivos.

Nos sistemas de exfiltração a totalidade ou parte do sistema drenado é substituído com um fundo aberto que permite a infiltração da água subterrânea. Quando o dreno estiver cheio, ele é usado como um dispositivo de "*by-pass*" no caso de se ter esgotado a capacidade de exfiltração do filtro.

Recentemente, vários meios filtrantes tem sido propostos de modo a aumentar a eficiência de retenção dos sistemas de filtração. Entre aqueles que, para alem do aumento da eficiência tem viabilidade prática em ER encontram-se a turfa e os minerais naturais, como a caulinite.

Um meio filtrante de areia e turfa foi inicialmente testado no início dos anos 1970, consistindo em um 10 a 30 centímetros de camada de turfa na camada superior e 75 a 90 centímetros de areia fina. Foi plantada relva em cima da turfa. As alterações obtidos foram superiores a 90% para fósforo, 98% para a CBO, e 99% para coliformes fecais. Noutro filtro com turfa e areia construído em Maryland, onde uma bacia de infiltração existentes apresentaram problemas. A área da bacia tinha 140 hectares e as eficiências estimadas para SST, o fósforo total, azoto total , CBO, metais pesados, e as bactérias são 90%, 70%, 50%, 90%, 80%, e superior a 90%, respectivamente. Apesar das boas eficiências registadas, o seu desempenho ao longo do tempo também não é totalmente conhecido.

Galli (1990) também descreve um filtro de areia, que incorpora a turfa no meio filtrante. A turfa é um material orgânico altamente complexo, que é composta principalmente de celulose e os ácidos húmicos e fúlvicos. A sua estrutura varia de tamanho e a sua porosidade. A condutividade hidráulica da turfa varia entre 0,025 cm / h para 140 cm / hr.

Edwards e Benjamin (1989) descrevam o uso de um meio filtrante de areia revestida com óxido de ferro superou areia na remoção de partículas e metais pesados, bem como azoto complexado e metais solúveis.

Ramísio (2007) numa instalação experimental, com uma escorrência sintética representativa dos metais pesados encontrados em ER, provou as grandes eficiências e um filtro reactivo com um meio filtrante de minerais naturais: areia e caulinite. Neste meio filtrante reactivo, e após um ano de funcionamento, as eficiências de remoção de cobre e chumbo ainda eram superiores a a 90%.

São ainda conhecidos alguns casos da utilização de carvão activado granular (CAG) como meio filtrante, resultando em melhores eficiências. No entanto, devido ao seu elevado custo, a sua aplicação tem sido limitada. Assim, apesar de ser uma alternativa técnica viável, esta solução está muito limitada devido aos custos associados.

3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Muitos dos sistemas apresentados, quando usados individualmente não satisfazem os critérios pretendidos, ou pela insuficiente longevidade ou incapacidade de cumprir os critérios de remoção pretendidos.

A utilização de diferentes dispositivos de controle pode permitir um melhor desempenho global do sistema. Na verdade, uma combinação de medidas de controle de escoamento é recomendado sempre que possível (Burch *et al.*, 1985a).

Na utilização combinada de diferentes sistemas devem ser tido em conta algumas restrições.

Os dispositivos de infiltração devem ser as estruturas protegidas de grandes cargas de sedimentos. Por outro lado, as zonas húmidas não deve ser usado em conjunto com as práticas de infiltração pois aquelas podem descarregar grandes cargas de sedimentos e matéria em decomposição, que pode colmatar os dispositivos de infiltração.

Vários manuais de projecto para estruturas de controle de escoamento estão actualmente disponíveis. A maioria destes apresenta critérios de selecção dos diferentes sistemas, em função das características específicas de cada local.

Em Portugal existe pouca experiência na concepção e exploração destes sistemas, pelo menos quando comparada com os E.U.A, com mais de 30 anos de experiência na construção e exploração destes sistemas. Os manuais de concepção e manutenção de entidades de referência dos E.U.A e alguns países da Europa encontram-se facilmente disponíveis e fornecem uma valiosa visão da experiência neste domínio e os critérios de dimensionamento podem constituir um valioso contributo na concepção e manutenção destes sistemas e na estimativa de custos e eficiências associadas. Sugere-se no entanto a avaliação prévia da validade destes critérios à situação nacional.

4. AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi possível devido ao financiamento do projecto (G-Terra – Projecto PTDC/AMB/64953/2006) pela Fundação para a Ciência e Tecnologia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Burch, C.W., Johnson, F., and Maestri, B., 1985a, Management Practices for Mitigation of Highway Runoff Pollution: Volume I, Guidelines, FHWA/RD-85-001, Versar Inc., Springfield, VA.

Harper, H. H., Yousef, Y.A., and Wanielista, M.P., 1984, “Efficiency of Roadside Swales in Removing Heavy Metals from Highway Associated Nonpoint Source Runoff,” Options for Reaching Water Quality Goals, American Water Resources Association, pp. 129-137.

Jackura, K.A., 1980, Infiltration Drainage of Highway Surface Water, FHWA/CA/TL- 80/04, California Department of Transportation, Sacramento, CA.

Lange, G., 1990, “The Design and Construction of Treatment Processes for Highway Runoff in the FRG,” The Science of the Total Environment, Vol. 93, pp. 499-506.

Maestri, B., and Lord, B.N., 1987, “Guide for Mitigation of Highway Stormwater Runoff Pollution,” The Science of the Total Environment, Vol. 59, pp. 467-476.

Ramísio, Paulo J. – Retenção de Metais Pesados de Escorrências Rodoviárias por Filtração Reactiva. Guimarães: Universidade do Minho, 2007. Tese de Doutoramento.

Schueler, T. 1987. Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs. Metropolitan Washington Council of Governments, Washington, DC.

Umeda, P.J., 1988, Use of Vegetation to Reduce the Toxicity of Stormwater Runoff,

Wanielista, M.P., Yousef, Y.A., and Boss, C., 1988b, Alternatives for the Treatment of Groundwater Contaminants: A Detention Pond with Groundwater Inflow, FL-ER-40-88, Florida Department of Transportation, Tallahassee, FL.

Yousef, Y.A., Wanielista, M.P., Harper, H.H., and Hvitved-Jacobsen, T., 1986b, Best Management Practices - Effectiveness of Retention/Detention Ponds for Control of Contaminants in Highway Runoff, FL/DOT/BMR-86-307, Florida Department of Transportation, Tallahassee, FL.

ANÁLISE DA VIABILIDADE ECONÔMICA PARA IMPLANTAÇÃO DE EMPREENDIMENTOS DE GERAÇÃO DE ENERGIA ELÉTRICA A PARTIR DE BIOGÁS DE ATERRO SANITÁRIO DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS NO BRASIL

Regina Mambeli BARROS[1];Geraldo Lúcio TIAGO FILHO[2];Fernando das Graças Braga da SILVA[3]

O presente estudo visa à simulação numérica da produção de biogás em aterro sanitário com vida útil de 20 anos, em diversos cenários, para a avaliação e quantificação do volume de biogás produzido por *resíduos sólidos* (RS) para valores crescentes de população, assim como a respectiva análise econômico-financeira da implementação desses empreendimentos de geração de energia elétrica a partir do biogás no Brasil. A metodologia compreendeu a simulação por meio do uso do *software "Biogás, geração e uso energético-aterros"*, versão 1.0 (CETESB, 2006). Considerou-se o uso com o grupo gerador Otto brasileiro, e um sistema de purificação do biogás (H_2O, H_2S e de purificação de CO_2). A análise econômico-financeira utilizou o índice de cálculo de Valor Presente Líquido (VPL) ao considerar diversos dados acerca de investimento e receitas para cada cenário simulado (incluindo-se receitas oriundas pelos créditos de carbono). Os resultados foram favoráveis à geração de energia elétrica a partir de biogás de aterro sanitário e demonstraram que o VPL do empreendimento começa a ser positivo a partir do de valores de população atendida de 4000000 habitantes, a despeito de maiores valores de investimentos para geração de energia elétrica.

Palavras-chave: aterro sanitário, biogás, energias renováveis

[1] Eng. Civil, Doutora e Mestre pelo PPG-SHS/EESC/USP, Profa. Dra. - IRN/ UNIFEI, Av.BPS,1303,Itajubá-MG,CEP:37500-903,tel.:(35)36291224, remambeli@hotmail.com

[2] Eng. Mecânico, Doutor na área de Hidráulica pela USP e Mestre em Engenharia Mecânica na área de Máquinas de Fluxo pela UNIFEI, Prof. Dr. - IRN/ UNIFEI, Av. BPS, 1303, Itajubá-MG, CEP: 37500-903, tel.: (35) 36291454, fax: (35) 36291265, tiago_unifei@hotmail.com

[3] Eng. Civil, Doutor e Mestre pelo PPG-SHS/EESC/USP, Prof. Dr. - IRN/ UNIFEI, Av.BPS,1303,Itajubá-MG,CEP:37500-903,tel.:(35)36291485, fernandobraga@unifei.edu.br

1. INTRODUÇÃO

O presente estudo objetiva à simulação numérica da produção de biogás em aterro sanitário em diversos cenários, para a avaliação e quantificação do volume de biogás produzido por resíduos sólidos (RS) gerados no interior do mesmo. Também se objetivou efetuar uma análise econômico-financeira acerca da implementação de um empreendimento de geração de energia elétrica a partir do biogás no Brasil para tais cenários. A metodologia do presente estudo compreendeu a simulação por meio do uso do software "Biogás, geração e uso energético- aterros", versão 1.0 (CETESB, 2006), para as populações de 80.000, 100.000, 150.000, 200.000, 4000.000 e 500.000 habitantes, respectivamente um fluxo anual de resíduos de 3874 t, 17343 t, 25015 t, 34686 t e 69372 t e com taxa anual de crescimento populacional de 0,54% para todos os cenários.

Foram supostos, dentre outros dados, um potencial de geração de biogás de 0,12m^3CH4/kg, constante de decaimento de 0,08 ano^{-1}, vida útil do aterro de 20 anos (2010 - 2030), taxa de coleta de RS de 90%. Também, tais dados foram simulados para o uso com o grupo gerador Otto brasileiro, sistema de purificação do biogás composto por extração do vapor d'água, com H_2O Filtro Coalescente, extração de H_2S Siloxina e de purificação de CO_2. O preço considerado para os cálculos da tonelada de CO_2, ao se considerar os créditos de Carbono inerentes ao Mecanismo de Desenvolvimento Limpo (MDL), foi de em R$23,00 a tonelada de Carbono equivalente.

A análise econômico-financeira utilizou o índice de cálculo de Valor Presente Líquido (VPL) ao considerar os dados, a saber: investimento para geração elétrica (R$), crédito de carbono pela queima (R$), crédito de Carbono pela eletricidade (R$), receita mensal com a venda de energia elétrica (R$) e receita mensal com o crédito de Carbono (R$). Os resultados foram favoráveis à geração de energia elétrica a partir de biogás de aterro sanitário visando a demonstrar a viabilidade do empreendimento a partir do índice VPL do mesmo.

2. OBJETIVOS

Constituem-se em objetivos do presente estudo:

- Execução de uma simulação numérica da produção de biogás em aterro sanitário em cenários distintos, para a avaliação e quantificação do volume de biogás produzido por resíduos sólidos (RS) originados no interior do mesmo; e
- Análise econômica da implementação de um empreendimento de geração de energia elétrica a partir do biogás, em Itajubá, Estado de Minas Gerais, no Brasil

3. RESÍDUOS SÓLIDOS

3.1 Classificação dos resíduos sólidos

Conforme a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 10004 (ABNT, 2004a), que versa sobre a classificação dos Resíduos Sólidos (RS), define os mesmos como sendo os resíduos nos estados sólido e semi-sólido, resultantes de atividades de origem industrial, hospitalar, comercial, doméstica, agrícola, de serviços e de varrição. São incluídos na supracitada definição, os lodos oriundos de sistemas de tratamento de água, aqueles gerados em equipamentos e instalações de controle de poluição, assim como dados líquidos cujas peculiaridades tornem inexeqüível o seu lançamento na rede pública de esgotos ou corpos de água, ou que exijam para tanto soluções técnica e economicamente inviáveis em face à melhor tecnologia disponível. De acordo com a NBR 10004 (ABNT, 2004a), a periculosidade de um RS consiste na característica apresentada pelo mesmo que, em decorrência de suas propriedades químicas, físicas ou infecto-contagiosas, pode apresentar risco à saúde pública, provocando incidência de doenças, mortalidade ou exacerbando seus índices; e/ou riscos ao meio ambiente, quando o resíduo for gerenciado de modo inadequado. Com relação a periculosidade de um RS, a NBR10004 (ABNT, 2004a) classifica os RS em duas classes conforme explanado a seguir.

- Resíduos classe I – perigosos: aqueles que apresentam periculosidade ou uma das características de inflamabilidade, corrosividade, reatividade, toxicidade ou patogenicidade. Também, caso o RS possua origem conhecida e conste nos anexos A ou B da NBR 10004 (ABNT, 2004a), é considerado perigoso. Caso contrário, torna-se necessário proceder ao ensaio de lixiviação, conforme a ABNT NBR 10005 (ABNT, 2004b) para que se possa comparar com os limites impostos no anexo H da NBR 1004 (ABNT, 2004a), sobre a Limite máximo da concentração no extrato obtido no ensaio de lixiviação. Caso não seja ultrapasso tal limite, o RS é considerado não perigoso.
- Resíduos classe II – não perigosos: são subdivididos em duas classes, a saber:
  - ✓ Resíduos classe II A – não inertes: RS que não se enquadram nas classificações de resíduos classe I - perigosos ou de resíduos classe II B - inertes, nas condições da supracitada NBR 10004 (ABNT, 2004a). Os RS classe II A – não inertes são passíveis de apresentar propriedades, como a combustibilidade, biodegradabilidade ou solubilidade em água.
  - ✓ Resíduos classe II B – inertes: quaisquer RS que, ao serem amostrados de um modo representativo, de acordo com a ABNT NBR 10007 (ABNT, 2004d), e submetidos a um contato dinâmico e estático com água destilada ou deionizada, à temperatura ambiente, segundo a ABNT NBR 10006 (ABNT, 2004c), não possuírem nenhum de seus constituintes solubilizados a concentrações maiores que os padrões de potabilidade brasileiro de água, salvo cor, turbidez, aspecto, dureza e sabor, de acordo com o anexo G da ABNT 10004 (20004a).

3.2 Biogás de aterros sanitários

3.2.1 Aterro sanitário

Um aterro sanitário constitui-se em uma forma segura de tratamento/disposição final de Resíduos Sólidos Urbanos (RSU) com critérios de engenharia para seu projeto, implantação e operação. A norma ABNT NBR 13896 (ABNT, 1997) que versa sobre os critérios para projeto, implantação e operação de aterros de resíduos não perigosos, estabelece

exigências referentes à localização, segregação e análise de RS, monitoramento, inspeção, fechamento da instalação e treinamento de pessoal. Toda a instalação deve possuir o projeto desenvolvido conforme a NBR 8419 (ABNT, 1996).

De acordo com a NBR 13896 (ABNT, 1997), um aterro que recebe resíduos não perigosos deve possuir condições específicas de proteção das águas subterrâneas e superficiais; impermeabilização do aterro, drenagem e tratamento do líquido percolado; segurança; inspeção e manutenção; procedimentos para registro da operação; plano de encerramento e cuidados para fechamento do aterro; e de emissões gasosas.

3.2.2 Degradação anaeróbia em aterros sanitários

De acordo com Bidone e Povinelli (1999), a transformação anaeróbia nos aterros sanitários do material orgânico bruto contido na massa dos RSU em bioestabilizado, com a geração do gás metano (denominada metanogênese), é assumida conceitualmente como um processo de cinco fases, a saber.

- Fase I - ajustamento inicial: na qual ocorre a disposição dos RSU, com acúmulo de umidade. Há uma subsidência inicial com a cobertura da área. Dá-se o início do processo de estabilização detectado por alterações nos parâmetros ambientais (Bidone e Povinelli, 1999);
- Fase II – transição: Inicia-se a formação do chorume. Dá-se a transição da fase aeróbia para a anaeróbia e o estabelecimento das condições de óxido-redução. Decorre o aparecimento de compostos intermediários (ácidos voláteis) (Bidone e Povinelli, 1999);
- Fase III - formação de ácidos: Há predominância de ácidos orgânicos voláteis de cadeia longa, com o decréscimo do pH com conseqüente mobilização e possível complexação de espécies metálicas. Há a liberação de nutrientes com Nitrogênio (N) e Fósforo (P) que serão usados como suporte para o crescimento da biomassa. Nessa fase, o hidrogênio é detectado e sua presença afeta a natureza e o tipo de produtos intermediários em constituição (Bidone e Povinelli, 1999);
- Fase IV - fermentação metânica: em que os produtos intermediários originários durante a fase de formação de ácidos são convertidos em CH_4 e CO_2. Há o retorno do pH à condição de tampão, controlado pelos ácidos voláteis. Os potenciais redox situam-se nos valores mais baixos. Há a precipitação e complexação de metais. Ocorre a diminuição drástica do valor da DQO (medida no lixiviado) com correspondente acréscimo na geração de gás (Bidone e Povinelli, 1999);
- Fase V - maturação final: em que ocorre a estabilização da atividade biológica, com relativa inatividade, assim como se detecta carência de nutrientes e paralisação da produção de gás. Há predominância de condições ambientais naturais, com o aumento do valor do potencial redox com o aparecimento de O_2 e espécies oxidadas. Há uma lenta conversão dos materiais orgânicos resistentes aos microrganismos em substâncias húmicas complexadas com metais (Bidone e Povinelli, 1999).

Na Tabela 1 apresenta-se a composição média de uma mistura gasosa gerada na degradação anaeróbia. O Poder Calorífico Inferior (PCI) do biogás em geral, é de cerca 5.500 kcal/m^3, quando a proporção de metano é de cerca de 60% (CASSINI, 2003).

Tabela 1. *Composição média da mistura gasosa. Fonte: Pires (2000 em Cassini, 2003)*

Metano (CH_4)	50% a 75%
Dióxido de carbono (CO_2)	25% a 40%
Hidrogênio (H_2)	1% a 3%
Nitrogênio (N_2)	0,5% a 2,5%
Oxigênio (O_2)	0,1% a 1%
Sulfureto de hidrogênio (H_2S)	0,1% a 0,5%
Amônio (NH_3)	0,1% a 0,5%
Monóxido de Carbono (CO)	0% a 0,1%
Água (H_2O)	Variável

3.2.3 *Software* de estimativa de geração de biogás

Diversos são os *software*s passiveis de serem usados para estimativa de geração de biogás de aterros sanitários municipais. Como exemplo mencionam-se o LandGem, da Agência Ambiental Americana (*United States Environmental Protection Agency*, USEPA), o IPCC, do *International Panel on Climate Change*, entre outros.

O *software* Biogás, geração e uso energético – aterros, versão 1.0 compõe o portfólio dos produtos desenvolvidos pelos convênios firmados entre o Governo Federal do Brasil, por intermédio do Ministério da Ciência e Tecnologia (MCT) e o Governo do Estado de São Paulo, por intermédio da Secretaria de Estado do Meio Ambiente (SEMA) e da Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB).

Ressalta-se que o referido *software* não incluiu em seus pressupostos, as considerações tributárias, as quais variam no país, diferindo entre os Estados do Brasil. Não estão abarcadas considerações de depreciação ou atualização financeira nas estimativas de valores e nas suas somas; tampouco não estão compreendidos, o tempo de vida do equipamento nem seu custo de operação e manutenção.

O *software* Biogás, geração e uso energético – aterros, versão 1.0 emprega um modelo matemático muito usado pela USEPA, para estimativa da geração de metano nos aterros nos Estados Unidos. A Equação 2 é equação diferencial de primeira ordem, cuja integral é igual a Equação 3. A estimativa de soma das vazões (ΣQ_x) de metano é fornecida pela Equação 4, que representa a soma das vazões de metano correspondentes às quantidades de resíduo depositadas no aterro ano a ano. Conforme o este modelo, quanto maior a idade do resíduo aterrado (x – T), menor será o valor da vazão Q_x. As emissões serão maiores quanto maiores forem os valores de k, R_x e L_0 e do mesmo modo, o decaimento será mais proeminente quanto maiores forem k e t. (CETESB, 2006).

$$\int \frac{dQ}{dt} = k.R_x.L_0 \quad (2)$$

$$Q_x = k.R_x.L_0.e^{-k(x-T)} \quad (3)$$

$$\sum Q_x = F.k.L_0 \sum R_x.e^{-k(x-T)} \quad (4)$$

Em que:

Q_x: vazão de metano gerado no ano x pelo RSU depositado no ano T (m^3CH_4/ano);

k: constante de decaimento (1/ano);

R_x: fluxo de resíduos no ano x (kgRSU);

L_0: potencial de geração de metano (m^3biogás/kgRSU);

T: ano de deposição do resíduo no aterro (ano);

x: ano atual (ano); e

$\sum Q_x$: soma das n estimativas de vazões de metano (m^3CH_4)

Ressalta-se que a taxa de decaimento (k) varia entre 0,001 em climas mais secos e 0,15 ao ano em climas mais úmidos e o valor da estimativa do potencial de geração de biogás (L_0) varia entre 0,001, para resíduos pouco orgânicos, e 0,312 m^3CH_4/kgRSU para resíduos muito orgânicos. (CETESB, 2006). A Equação 5 apresenta a estimativa da potência disponível ao ano e a Equação 6 a Energia disponível.

$$P_x = \frac{Q_x \cdot P_{c\,(metano)}}{31.536.000} \cdot E_c \cdot \frac{k}{1000} \quad (5)$$

$$E_{disponivel} = P_x \cdot \frac{1}{365{,}24} \quad (6)$$

Em que:

P_x: Potência disponível a cada ano (kW);

Q_x: Vazão de metano a cada ano (m^3CH_4/ano);

$P_{c(metano)}$: Poder calorífico do metano igual a $35{,}53.10^6$ (J/m^3CH_4);

E_c: Eficiência de coleta de gases (%);

31.536.000: 31.536.000s = 1 ano (s/ano);

k: 1.000 (adimensional);

$E_{disponível}$: Energia disponível (m^3CH_4) ou (kWh);

Px: Potência disponível (m^3CH_4/h) ou (kW);

365: dias por ano (dia/ano); e

24: horas por dia (h/dia).

3.2.4 Conversão energética

Os resultados iniciais da avaliação da produção e qualidade do biogás para a geração de energia em um aterro sanitário foram avaliados por Silva e Campos (2008) por intermédio do monitoramento de parâmetros de qualidade do biogás, pressão exercida pelo sistema e volume de gás extraído. Os resultados dos autores (*op. cit.*) demonstraram que poços em profundidade intermediária no aterro sanitário apresentaram as maiores produções e qualidade do biogás e poços com extração passiva em relativamente à ativa obtiveram

significativas diferenças dos parâmetros acompanhados. (Silva e Campos, 2008). No que concerne a purificação de biogás, Frare *et al.* (2009) realizaram experimentos para determinar a redução do teor de H_2S oriundos de biogás por um processo de absorção com reação química em solução de Fe/EDTA de concentração a 0,4M.

3.3 Aspectos legais e reguladores no Brasil

Em 07 de julho de 2010, houve no Brasil, a aprovação, pelo Senado, da Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS), o Projeto de Lei do Senado Federal, SF PLS 354/1989 de 27/10/1989, com Projeto de Lei com origem no Legislativo, CD PL. 00203 / 1991 (SENADO FEDERAL, 2010). A PNRS deve ser sancionada no dia 2 de agosto de 2010, pelo Presidente da República Federativa do Brasil.

No contexto mineiro, a Lei nº 18.031 (MINAS GERAIS, 2009), de 12 de janeiro de 2009, que dispõe sobre a Política Estadual de Resíduos Sólidos (PERS), em seu Art. 8º, inciso I, menciona os objetivos da mesma, e preconiza sobre a geração de energia, uma vez que preconiza acerca de incentivos acerca da geração de energia a partir de RS, no Capítulo III, Seção III, Inciso VII, sobre os instrumentos: os incentivos financeiros, fiscais e creditícios.

Para a viabilização de empreendimentos de geração de energia elétrica a partir da biomassa de RSUs, qualquer receita pode ser um diferencial na análise econômica do empreendimento. Não obstante a relevância das receitas oriundas dos créditos de carbono, no contexto do Mecanismo de Desenvolvimento limpo (MDL), menciona-se a redução nas Tarifa de Uso do Sistema de Transmissão (TUST) e Tarifa de Uso no Sistema de Distribuição de Energia Elétrica (TUSD) para empreendimentos com capacidade instalada reduzida. Exemplificando, a Resolução ANEEL n^0. 511/2001 (ANEEL, 2001), em seu Art. 1^0. autorizou a empresa Biogás Energia Ambiental S.A a estabelecer-se como Produtor Independente de Energia Elétrica, por meio da implantação da central geradora termelétrica Bandeirante e respectivo sistema de transmissão de interesse restrito. Tal central possui, mediante esta Resolução, vinte grupos moto-geradores de 1.000 kW cada, totalizando 20.000 kW de capacidade instalada, usando como combustível biogás de aterro sanitário, no Município de São Paulo, Estado de São Paulo, Brasil.

No Brasil, no que tange a fontes alternativas de energia, a Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL), por meio da Resolução ANEEL n^0. 390/2001 (ANEEL, 2009), em seu Art. 1^0, estabelece os requisitos necessários, junto à ANEEL, para a outorga de autorização para exploração de usinas termelétricas e outras fontes alternativas de energia e registro de centrais geradoras com capacidade instalada reduzida. Na supracitada Resolução, no Art. 19, menciona-se que a implantação das centrais geradoras com potência igual ou inferior a 5.000 kW deverá ser comunicada à ANEEL, assegurando às centrais geradoras com capacidade instalada reduzida e registradas na ANEEL, a comercialização de energia e o livre acesso às instalações de distribuição e de transmissão, nos termos da legislação vigente (ANEEL, 2009). A Resolução ANEEL n^0. 271/2007, em seu Art. 3º, Inciso IV, preconizou a geração de energia elétrica a partir de aterro sanitário de RSUs. Nesta Resolução, ficou assegurado o direito a 100% (cem por cento) de redução, a ser aplicado às tarifas de uso dos sistemas elétricos de transmissão e de distribuição, incidindo na produção e no consumo da energia comercializada pelos empreendimentos a que se refere o art. 1º

desta Resolução, desde que atenda a uma das condições, a saber: aqueles que utilizem como insumo energético, pelo menos, 50% (cinqüenta por cento) de biomassa composta de resíduos sólidos urbanos e/ou de biogás de aterro sanitário ou biodigestores de resíduos vegetais ou animais, assim como lodos de estações de tratamento de esgoto (ANEEL, 2007).

4. METODOLOGIA

A metodologia do presente estudo abarcou a simulação por meio do uso do *software* Biogás, geração e uso energético- aterros, versão 1.0 (CETESB, 2006), para as populações de 80.000 (Cenário 1), 100.000 (Cenário 2), 150.000 (Cenário 3), 200.000 (Cenário 4), 4000.000 (Cenário 5) e 500.000 habitantes (Cenário 6), respectivamente um fluxo anual de resíduos de 3874 t, 17343 t, 25015 t, 34686 t e 69372 t e com taxa anual de crescimento populacional de 0,54% para todos os cenários.

4.1 Estimativa de geração de biogás

No presente estudo foram utilizados os dados de entrada para o *software* Biogás, geração e uso energético- aterros, versão 1.0 (CETESB, 2006), constantes na Tabela 2, para cada Cenário avaliado.

Tabela 2. Dados de entrada para o *software* Biogás, geração e uso energético- aterros, versão 1.0 da CETESB (2006)

Parâmetro	**Unidade**	**Valor**
Potencial de geração de biogás	m^3CH4/kg	0,12
Constante de decaimento	ano^{-1}	0,08
Vida útil do aterro	ano	20 (2010-2030)
Taxa de coleta de RSU	%	90
Energia Elétrica Evitada	($tCO_2/MWh_{evitada}$)	0,2782
Eficiência de Coleta de biogás	%	75
Eficiência de Queima de biogás	%	90
Rendimento de Conversão Energético	%	33

Os dados de entrada supracitados foram simulados para o uso com o grupo gerador Otto brasileiro, sistema de purificação do biogás com H_2O Filtro Coalescente, H_2S Siloxina e de purificação de CO_2, além do preço da tonelada de CO_2 em R$23,00, ao se considerar os créditos de Carbono inerentes ao Mecanismo de Desenvolvimento Limpo (MDL). A análise econômica utilizou de cálculo de Valor Presente Líquido (VPL) ao considerar os dados, a saber: investimento para geração elétrica (R$), crédito de carbono pela queima (R$), crédito

de Carbono pela eletricidade (R$), receita mensal com a venda de energia elétrica (R$) e receita mensal com o crédito de Carbono (R$).

4.2 Analise econômico-financeira do empreendimento

Os modelos de avaliação econômico-financeira constituem-se em importantes instrumentos para avaliação da viabilidade econômica de um empreendimento. Dentre os diversos modelos, os índices de Taxa Interna de Retorno (TIR) e de Valor Presente Liquido (VPL) são passiveis de serem usados como índices de decisão.

Para o presente estudo, utilizou-se, de modo simplificado, a consideração de que o índice de decisão seja o VPL. A utilização do VPL abarcou alem dos dados de fluxo de Resíduos (ta/no) e respectivo investimento para geração de energia elétrica, como receitas, pela venda da energia elétrica (Equação 7), os respectivos créditos de carbono pela queima do biogás e pela geração de energia elétrica. A Equação 9 apresenta o calculo do VPL, com base em uma função f(x) descrita pela Equação (8). Os valores de VPL foram avaliados para os primeiros 15 anos de implementação do empreendimento para cada cenário.

$$Receita\ mensal\ venda\ da\ energia = Energia\ Elétrica\ para\ a\ Venda\ \left(\frac{kWh}{mês}\right).0{,}15\left(\frac{R\$}{kWh}\right) \quad (7)$$

$$f(x) = \frac{1}{[(1+i)^n]} \quad (8)$$

$$EVPL = FC_0 + [FC.f(x)_{acum}] \quad (9)$$

Em que:

i: taxa de juros, assumida como sendo 12% a.a.;

n: ano avaliado;

$f(x)_{acum}$: valores acumulados de f(x);

FC_0: Investimento para geração de energia elétrica (R$);

FC: receita anual total (R$);

5. RESULTADOS E ANÁLISE

Os valores referentes aos custos e receitas com credito de carbono estão apresentados na Tabela 3. Na Tabela 4, são mostrados os resumos acerca dos investimentos e receitas para cada cenário considerado. O cálculo do VPL para cada cenário avaliado é apresentado na Tabela 5.

Tabela 3. Valores referentes aos custos e receitas para cada cenário

Etapa / Processo	**Custos (R$)**					
Cenários	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
R_x - Fluxo de Resíduos	13874	17343	25015	34686	69372	86715

Tabela 3. Valores referentes aos custos e receitas para cada cenário

Etapa / Processo	**Custos (R$)**					
Cenários	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
(t/ano)						
População (hab)	80000	100000	150000	200000	400000	50000
Custo da Coleta (1000 R$)	2.066,50	2.066,50	2.066,50	2.066,50	2.066,50	2.066,50
Purificação H_2S/Siloxina (1000 R$)	118,356	153,31	229,97	306,62	591,73	739,66
Purificação H_2O/Resfriamento (1000 R$)	118,35	153,31	229,97	306,62	591,73	739,66
Purificação CO_2 (1000 R$)	118,35	153,31	229,97	306,62	591,73	739,66
Custo de Compressão (1000 R$)	30,70	46,06	69,08	92,11	153,52	191,90
Gasoduto do Aterro (1000 R$)	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00
Gasômetro (1000 R$)	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00
Queimador (1000 R$)	200,00	200,00	200,00	200,00	200,00	200,00
Custo para Equipamento para Geração Elétrica (1000 R$)	300,00	300,00	450,00	600,00	1.000,00	1.250,00
Investimento para Geração Elétrica (1000 R$)	3.192,24	3.412,49	3.815,48	4.218,48	5.535,20	6.267,37
Custo da Eletricidade (R$.MW.h)	82,82	68,34	50,94	42,24	28,72	26,02
Receitas com crédito de Carbono						
Descrição / Cenários	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
Total de CH_4 ($1000m^3 de CH_4$)	12.670,01	14.293,53	21.440,29	28.587,05	63.350,05	79.187,56
Total de CO_2 (t)	8.489	9.577	14.365	19.153	42.445	53.056
Total de CO_2eq (t)	178.267	201.110	301.665	402.220	891.335	1.114.169
Potência Útil (kW)	200	300	450	600	1000	1.250

Tabela 3. Valores referentes aos custos e receitas para cada cenário

Etapa / Processo	**Custos (R$)**					
Cenários	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
Crédito de Carbono pela Queima (1000R$)	4.100,14	4.625,53	6.938,29	9.251,06	20.500,71	25.625,89
Crédito de Carbono pela Eletricidade (1000R$)	235,42	302,68	454,02	605,36	1.177,09	1.471,36
Potência estimada (kW)	399	499	749	998	1997	2450
Energia Elétrica para a Venda (kWh/mês)	132000	198000	297000	396000	660000	825000

Tabela 4. Resumo de valores de investimentos e receitas para cada cenário

R_x - Fluxo de Resíduos (t/ano)	**Investimento para Geração Elétrica (1000R$)**	**Crédito de Carbono pela Queima (1000R$)**	**Crédito de Carbono pela Eletricidade (1000R$)**	**Receita mensal venda da energia (1000R$)**	**Receita mensal crédito de carbono (1000R$)**	**Receita mensal total (1000R$)**	**Receita anual total (1000R$)**
13874	3.192,24	4.100,14	235,42	19800	16,42	20,69	248,30
17343	3.412,49	4.625,53	302,68	29700	21,62	30,85	370,16
25015	3.815,48	6.938,30	454,02	44550	32,42	46,27	555,24
34686	4.218,48	9.251,06	605,36	59400	43,23	61,69	740,32
69372	5.535,20	20.500,71	1.177,09	99000	82,11	10,35	1241,50
86715	6.267,37	25.625,89	1.471,36	123750	10,26	12,93	1551,88

Tabela 5. Cálculo do VPL para cada cenário avaliado

Ano	**FC_0**					
	3.192.239,07	3.412.487,77	3.815.481,65	4.218.475,54	5.535.195,34	6.267.369,18
	VPL					
	Cenário 1	**Cenário 2**	**Cenário 3**	**Cenário 4**	**Cenário 5**	**Cenário 6**
0						
1	(2.722.241,15)	(2.711.831,27)	(2.764.496,89)	(2.817.162,53)	(3.185.205,76)	(3.329.882,20)

Tabela 5. Cálculo do VPL para cada cenário avaliado

Ano	FC_0					
	3.192.239,07	3.412.487,77	3.815.481,65	4.218.475,54	5.535.195,34	6.267.369,18
	VPL					
	Cenário 1	**Cenário 2**	**Cenário 3**	**Cenário 4**	**Cenário 5**	**Cenário 6**
2	(2.524.297,29)	(2.196.494,75)	(2.321.865,17)	(2.226.986,90)	(2.195.486,43)	(2.092.733,04)
3	(2.347.561,69)	(1.933.023,49)	(1.926.658,28)	(1.700.044,38)	(1.311.808,45)	(988.135,57)
4	(2.189.762,05)	(1.697.781,29)	(1.573.794,98)	(1.229.559,98)	(522.810,26)	(1.887,83)
5	(2.048.869,52)	(1.487.743,62)	(1.258.738,47)	(809.484,63)	181.652,41	878.690,51
6	(1.923.072,61)	(1.300.209,97)	(977.438,01)	(434.417,35)	810.636,94	1.664.921,17
7	(1.810.753,95)	(1.132.769,22)	(726.276,88)	(99.535,85)	1.372.230,27	2.366.912,83
8	(1.710.469,43)	(983.268,56)	(502.025,88)	199.465,49	1.873.652,88	2.993.691,10
9	(1.620.929,67)	(849.785,81)	(301.801,76)	466.430,97	2.321.351,65	3.553.314,55
10	(1.540.983,47)	(730.604,80)	(123.030,24)	704.793,01	2.721.082,69	4.052.978,35
11	(1.469.602,92)	(624.193,17)	36.587,20	917.616,26	3.077.985,40	4.499.106,74
12	(1.405.870,30)	(529.182,79)	179.102,77	1.107.637,02	3.396.648,53	4.897.435,66
13	(1.348.966,16)	(444.352,10)	306.348,81	1.277.298,41	3.681.169,19	5.253.086,48
14	(1.298.158,90)	(368.610,41)	419.961,35	1.428.781,79	3.935.205,49	5.570.631,86
15	(1.252.795,28)	(300.983,90)	521.401,11	1.564.034,81	4.162.023,62	5.854.154,52
16	(1.212.292,04)	(240.603,08)	611.972,33	1.684.796,44	4.364.539,80	6.107.299,75
17	(1.176.128,44)	(186.691,64)	692.839,49	1.792.619,32	4.545.357,83	6.333.322,28
18	(1.143.839,51)	(138.556,43)	765.042,31	1.888.889,75	4.706.802,49	6.535.128,10
19	(1.115.010,10)	(95.578,56)	829.509,12	1.974.845,49	4.850.949,51	6.715.311,88
20	(1.089.269,56)	(57.205,46)	887.068,77	2.051.591,68	4.979.652,20	6.876.190,25
21	(1.066.286,94)	(22.943,76)	938.461,31	2.120.115,07	5.094.565,33	7.019.831,65
22	(1.045.766,74)	7.647,03	984.347,51	2.181.296,67	5.197.166,33	7.148.082,90

Apresenta-se na Figura 1, o gráfico com o resumo dos valores acerca dos investimentos para geração de energia elétrica e receitas com créditos de carbono pela queima do biogás e pela energia elétrica gerada.

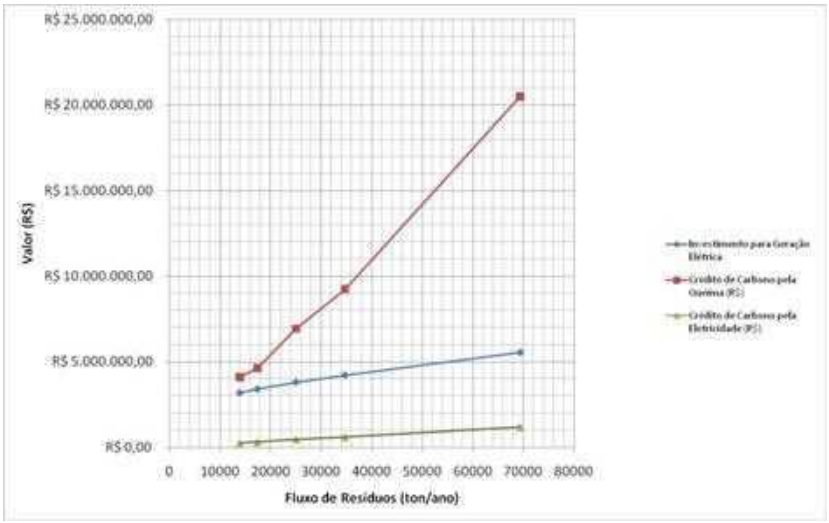


Figura 1. Valores para análise econômica de investimentos em geração de energia elétrica a partir de biogás de aterro sanitário

Observa-se da Tabela 3 que na medida em que se aumenta a população atendida pelo aterro sanitário com recuperação energética de biogás, ocorre o acréscimo no investimento para geração da energia elétrica. Para a população de 80.000 (Cenário 1), 100.000 (Cenário 2), 150.000 (Cenário 3), 200.000 (Cenário 4), 4000.000 (Cenário 5) e 500.000 habitantes (Cenário 6), observa-se valores de investimento na geração de energia elétrica de respectivamente, R$3.192.240,00, R$3.412.490,00, R$3.815.480,00, R$4.218.480,00, R$5.535.200,00 e R$6.267.370,00. Por outro lado, para estes mesmos valores, respectivamente, ocorre a diminuição do custo da produção de eletricidade R$82,82 MW.h, R$68,34MW.h, R$50,94 MW.h, R$42,24 R$.MW.h, R$28,72 MW.h e R$26,02 MW.h e de aumento da potência estimada, ou seja, 399 kW, 499kW, 749kW, 998kW, 1997kW e 2450kW. Os valores calculados para a energia elétrica para a venda, para os cenários 1 a 6 foram de respectivamente, 132000kWh/mês, 198000 kWh/mês, 297000 kWh/mês, 396000 kWh/mês, 660000 kWh/mês e 825000 kWh/mês. Os valores referentes a potência disponível estão dentro da faixa preconizada pela Resolução ANEEL n^0. 390/2001 (ANEEL, 2009), na qual se assegura que na implantação das centrais geradoras com capacidade instalada reduzida (com potência igual ou inferior a 5.000 kW), assim como a comercialização de energia e o livre acesso às instalações de distribuição e de transmissão, nos termos da legislação vigente (ANEEL, 2009). Ainda, a Resolução ANEEL n^0. 271/2007 assegura o direito a 100% (cem por cento) de redução, a ser aplicado às tarifas de uso dos sistemas elétricos de transmissão e de distribuição, incidindo na produção e no consumo da energia comercializada pelos empreendimentos.

Observa-se da Tabela 4 que caso os valores dos créditos de carbono pela geração de eletricidade sejam considerados uma porcentagem dos valores correspondentes ao

cenário dos créditos de carbono pela queima, resultam em valores baixos, de respectivamente, 5,74%, 6,54%, 6,54%, 6,54%, 5,74% e 5,74%. Para os cenários 1 a 6. Este cenário é compensado para valores de receita mensal com a venda de energia crescentes, à medida que se observa o cenário 1 ao cenário 6, a saber: R$19800,00, R$29700,00 , R$44550,00, R$59400,00, R$99000,00 e R$123750,00. Desse modo, a receita oriunda com o crédito de carbono pela geração de energia elétrica não seria tão atrativa para valores baixos de fluxo de resíduos (F_x), ou seja, para menores valores de população atendida.

Ao se observar o gráfico da Figura 1, em que se observa a discrepância entre os valores obtidos pelos créditos de carbono pela queima e pela geração de energia elétrica relativamente aos valores obtidos para o investimento para geração de energia elétrica. Essa assertiva é corroborada ao se verificar os valores apresentados na Tabela 5, acerca do VPL para cada cenário. No cenário 1, durante os 22 anos simulados, as receitas obtidas não iriam pagar o investimento. No cenário 2, também ocorreria tal situação, pois o investimento pagar-se-ia apenas aos 21 de implantação, após o fechamento do aterro, quando a capacidade de geração de biogás tem o início de sua queda em valores quantitativos e por conseguinte, de potência e energia. Já, no cenário 3, as receitas obtidas com o empreendimento iriam pagar o investimento aos 11 anos do início de sua operação. Valores mais atraentes são verificados nos cenários 5 e 6, os quais pagar-se-iam, ambos aos 5 anos de operação, a despeito de valores mais altos de investimento para a geração de energia elétrica.

6. CONCLUSÕES

O presente estudo objetivou simular cinco cenários de população atendida por um aterro sanitário com aproveitamento do biogás para geração de energia elétrica. A metodologia abarcou uma simulação por meio do uso do *software* Biogás, geração e uso energético-aterros, versão 1.0 (CETESB, 2006), para as populações de 80.000 (Cenário 1), 100.000 (Cenário 2), 150.000 (Cenário 3), 200.000 (Cenário 4), 4000.000 (Cenário 5) e 500.000 habitantes (Cenário 6) e com taxa anual de crescimento populacional de 0,54% para todos os cenários. Para tanto, avaliou-se a viabilidade econômico-financeira para instalação de tais empreendimentos, por meio do índice VPL. Com base nos resultados das simulações, foi possível concluir que:

Na medida em que se aumenta a população atendida pelo aterro sanitário com recuperação energética de biogás, ocorre o acréscimo no investimento para geração da energia elétrica. Por outro lado, para estes mesmos valores, respectivamente, ocorre a diminuição do custo da produção de eletricidade e de aumento da potência estimada, e, por conseguinte, da energia elétrica para a venda;

Os valores referentes a potência disponível estão dentro da faixa preconizada pela Resolução ANEEL n^0. 390/2001 (ANEEL, 2009) acerca de centrais com potência igual ou inferior a 5.000 kW, assim como a comercialização de energia e o livre acesso às instalações de distribuição e de transmissão. Ainda, a Resolução ANEEL n^0. 271/2007 assegura o direito a 100% (cem por cento) de redução, a ser aplicado às tarifas de uso dos

sistemas elétricos de transmissão e de distribuição, incidindo na produção e no consumo da energia comercializada pelos empreendimentos.

Baixos valores oriundos da relação entre créditos de carbono pela geração de eletricidade e valores correspondentes ao cenário dos créditos de carbono pela queima são compensados para valores de receita mensal com a venda de energia crescentes, à medida que se observa o cenário 1 ao cenário 6. Desse modo, a receita oriunda com o crédito de carbono pela geração de energia elétrica não seria tão atrativa para valores baixos de fluxo de resíduos (F_x), ou seja, para menores valores de população atendida.

Com relação ao VPL para cada cenário, para valores inferiores a 100000 habitantes, as receitas obtidas não iriam pagar o investimento durante a vida útil do empreendimento. Valores mais atraentes são verificados nos cenários para uma população atendida superior a 400000 habitantes. Para os valores simulados de população de 400000 e 500000 habitantes, os empreendimentos pagar-se-iam, ambos aos 5 anos de operação, a despeito de valores mais altos de investimento para a geração de energia elétrica.

Agradecimentos

Agradecemos à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG), pela concessão de auxílio para Participação Individual em Congressos no Exterior. Ao Centro Nacional de Referência em Pequenas Centrais Hidrelétricas – CERPCH.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA - ANEEL. (2001). Resolução nº 511, de 26 de novembro de 2001. Autoriza a empresa Biogás Energia Ambiental S.A. a estabelecer-se como Produtor Independente de Energia Elétrica mediante a implantação da central geradora termelétrica Bandeirante, no Município de São Paulo. *Diário Oficial da União*, Brasília, DF.

_____. (2007). Resolução normativa n° 271, de 3 de julho de 2007. Altera a redação dos arts. 1º e 3º da Resolução Normativa nº 77, de 18 de agosto de 2004. *Diário Oficial da União*, Brasília, DF.

_____. (2009). Resolução normativa nº 390, de 15 de novembro de 2009. Estabelece os requisitos necessários à outorga de autorização para exploração e alteração da capacidade instalada de usinas termelétricas e de outras fontes alternativas de energia, os procedimentos. *Diário Oficial da União*, Brasília, DF.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1996). *NBR 8419 – Apresentação de projetos de aterros sanitários de resíduos sólidos urbanos*. Rio de Janeiro. 7 p.

_____. (1997). *NBR 13896 - Aterros de resíduos não perigosos* - Critérios para projeto, implantação e operação. Rio de Janeiro. 12 p.

_____. (2004a). *NBR 10.004 – Resíduos Sólidos – Classificação.* Rio de Janeiro. 71 p.

_____. (2004b). *NBR 10.005 – Procedimento para obtenção de extrato lixiviado de resíduos sólidos.* Rio de Janeiro. 16p.

_____. (2004c). NBR 10.006 – *Procedimento para obtenção de extrato solubilizado de resíduos sólidos*. Rio de Janeiro. 3 p.

_____. (2004d). NBR 10.007 – *Amostragem de resíduos sólidos.* Rio de Janeiro. 21p.

BIDONE, F. R.; POVINELLI, J. (1999). *Conceitos Básicos de Resíduos Sólidos*. São Carlos, São Paulo, Brasil: EESC/USP.

BRASIL. (2007). Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007 - Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico; altera as Leis nos 6.766, de 19 de dezembro de 1979, 8.036, de 11 de maio de 1990, 8.666, de 21 de junho de 1993, 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; revoga . *Diário Oficial da União*, Brasília, Distrito Federal.

CASSINI, S. T. (2003). *Digestão de resíduos sólidos orgânicos e aproveitamento do biogás*. Rio de Janeiro: ABES, Rima - Projeto PROSAB.

FRARE, L. M.; GIMENEZ, M. L.; PEREIRA, N. C. (2009). Processo para remoção de ácido sulfídrico de biogás. *Engenharia Sanitária e Ambiental* , 14 (2), 167-172.

CETESB - Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (2006). *Biogás, geração e uso energético- aterros, versão 1.0* / CETESB, Secretaria de Meio Ambiente, Ministério da Ciência e Tecnologia. São Paulo: SMA: CETESB: MCT. CD-ROM. Manual v. 1-2, programas executáveis e código fonte.

MINAS GERAIS (2009). Lei nº 18.031, de 12 de janeiro de 2009. Dispõe sobre a Política Estadual de Resíduos Sólidos (PERS). *Diário do Executivo – "Minas Gerais"*, Belo Horizonte, Minas Gerais, 13 de jan. de 2009. Disponível em:< http://www.siam.mg.gov.br/sla/download.pdf?idNorma=9272> Acesso em 20 de jul. de 2010.

SENADO FEDERAL. Brasil. (2010). Projeto de Lei do Senado nº 354, de 1989. Dispõe sobre o acondicionamento, a coleta, o tratamento, o transporte e a destinação final dos resíduos de serviços de saúde. Disponível em:< http://legis.senado.gov.br/mate/servlet/PDFMateServlet?s=http://www.senado.gov.br/atividade/materia/MateFO.xsl&o=ASC&o2=A&m=1711>. Acesso em 22 de jul. de 2010.

SILVA, T. N.; CAMPOS, L. M. (2008). Avaliação da produção e qualidade do gás de aterro para energia no aterro sanitário dos Bandeirantes-SP. *Engenharia Sanitária e Ambiental* , 13 (1), 88-96

ANÁLISE DE DESEMPENHO DO SISTEMA DE CAPTAÇÃO/FILTRAÇÃO POR DRENOS INSTALADOS NO AREAL DE LEVER - RIO DOURO NA MELHORIA DA QUALIDADE DA ÁGUA

Júlio F. FERREIRA DA SILVA [(1)]; João SABINO VILAÇA [(2)]; Maria João GUEDES [(3)]; Pedro VIEIRA[(4)]; Pedro M. FREIRE DE MAGALHÃES[(5)]

PALAVRAS-CHAVE: Captação / filtração de água no sub-leito e margem dum rio.

RESUMO

O sistema de captação / filtração no sub-leito ou na margem dum rio é conhecido desde tempos imemoriais. Hoje em dia voltaram a surgir estudos para a aplicação deste tipo de sistema na retenção de microrganismos. Um sistema deste tipo é, em geral, relativamente simples de construir, apresenta um bom desempenho na melhoria da qualidade da água e implica custos de exploração relativamente reduzidos.

O desempenho dum sistema de captação / filtração no sub-leito ou na margem dum rio é condicionado pelas características físicas e qualidade da água (presença de sólidos e finos, temperatura da água, etc…), pelas características do escoamento (caudal do rio, nível de água sobre o dreno, caudal captado, etc…) e pelas particularidades da camada aquífera existente sobre o dreno (granulometria, altura, tipo de colmatação, etc…). Esta camada aquífera funciona como um meio filtrante. Estes sistemas de captação / filtração conseguem uma melhoria significativa da qualidade da água bruta ao diminuírem a concentração de sólidos em suspensão, o que se traduz na diminuição de, por exemplo, turvação e do número de microrganismos. É conhecido que ao aumento da quantidade captada corresponde a diminuição da qualidade. À acumulação de finos na superfície da camada aquífera corresponde um aumento da dificuldade de captação pelo que a qualidade da água, em princípio, melhorará. No entanto, em algumas situações, a pressão hidráulica pode quebrar a barreira do filtro e abrir caminhos preferenciais de passagem da água através do aquífero.

Os procedimentos de vigilância e de controlo da qualidade microbiológica da água captada baseiam-se, em geral, na recolha e posterior análise laboratorial de amostras pontuais. Os resultados dessas análises não são imediatos, existindo um desfasamento médio de 2 a 4 dias entre a recolha e o resultado. Por este motivo, muitas Entidades Gestoras (EG) recorrem a métodos rápidos indirectos de avaliação da qualidade microbiológica da

(1) *Doutor em Engenharia Civil – Hidráulica Professor Auxiliar do Departamento de Engª Civil da Universidade do Minho, Azurém 4800-058 Guimarães, Portugal 253510200, juliofs@civil.uminho.pt;*

(2) *Lic. Microbiologia, MBA Executivo em Gestão de Empresas, Director de Produção da Águas do Douro e Paiva, S.A. jvilaca@addp.pt;*

(3) *Lic. Eng. Qumíca AdDP mguedes@addp.pt;*

(4) *Lic. Eng. Química, Hach Lange, pedro.vieira@hach-lange.pt;*

(5) *Mestrando do perfil Hidráulica e Ambiente do MIEC da UMinho*.

qualidade, sendo frequente associar empiricamente, nas etapas de filtração, a presença de partículas sólidas (medidas através da turvação, sólidos em suspensão ou análise granulométrica) à presença de microrganismos. Desta forma, os procedimentos de vigilância da qualidade da água poderão ser melhorados se se determinar uma correlação, mesmo que específica para o local em estudo, entre uma eventual alteração das características físicas da água e um agravamento do número de microrganismos presentes.

A identificação de problemas reais associados ao funcionamento de sistemas de captação / filtração no sub-leito ou na margem dum rio e o reconhecimento de que é necessário conhecer melhor o escoamento e os fenómenos de transporte na camada aquífera é o primeiro passo duma abordagem científica que visa melhorar o desempenho daqueles sistemas e, subsequentemente, a qualidade da água de abastecimento.

Neste trabalho analisamos as sucessões cronológicas de diversos parâmetros de qualidade da água bruta do rio Douro e da água captada pelos drenos instalados no antigo areal de Lever. Pode constatar-se que ocorre uma melhoria significativa da qualidade da água, representada pela diminuição dos valores de diversos parâmetros e, em especial, do número de microrganismos, conforme se comprova, por exemplo, na figura seguinte:

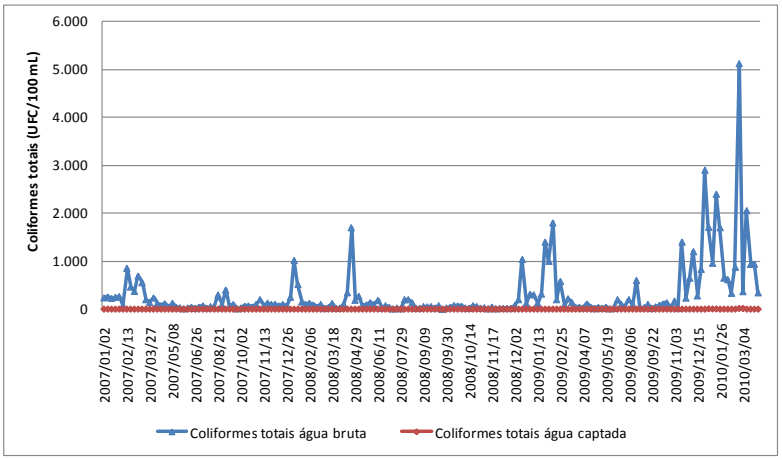


Figura 1. Coliformes totais na água bruta e na água captada

No intervalo de tempo analisado o valor médio da redução de microrganismos é de 99,97%.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao à AdDP Águas do Douro e Paiva, SA e à Hach Lange Portugal disponibilização dos dados e de alguns equipamentos usados neste estudo.

Análise de gerenciamento de Resíduos Sólidos Industriais e aplicabilidade de programas computacionais:

Estudo de Caso - Fábrica de detergentes em pó

Regina Mambeli BARROS[1]; Cristiane Vancine LEME [2];Geraldo Lúcio TIAGO FILHO[3]

Resumo

No presente trabalho o gerenciamento de Resíduos Sólidos (RS) foi avaliado para o caso de uma fábrica de detergentes em pó, Indaiatuba-SP, Brasil, por meio do uso de *softwares*, com base em dados de geração de RS de 2004 a 2006, a saber: REDUCELT (1999), IWEM (2002) e WARM (2006), todos da agência de proteção ambiental americana, USEPA. Foi detalhada a geração dos principais RS nesta fábrica, e dentre esses, por meio de representatividade em volume gerado e dificuldade na redução de geração, identificados os resíduos mais críticos, no que tange ao impacto ambiental. Com a simulação de três cenários diferentes no programa WARM, constatou-se que a reciclagem é o tratamento mais favorável acerca da redução de emissão de gases estufa e no consumo de energia. No programa REDUCELT as opções de redução na fonte geradora não causam tanto impacto no caso estudado, são 7039,40 toneladas/ano potencialmente reduzidas pelo programa, de um total de 124.088 toneladas de resíduos miminizáveis/ano. No programa IWEN - foi recomendado pelo relatório gerado na simulação, que para que haja proteção da saúde humana (HBN), com valor estimado pelo autor de 0,5mg/L de concentração no início da lixiviação, deve ser considerado um aterro com impermeabilização composta.

Palavras-chave: energia, gases de efeito estufa, gerenciamento, resíduos sólidos industriais

[1] Eng. Civil, Doutora e Mestre pelo PPG-SHS/EESC/USP, Profa. Dra. - IRN/ UNIFEI, Av.BPS,1303,Itajubá-MG,CEP:37500-903,tel.:(35)36291224, fax: (35) 36291265, remambeli@hotmail.com

[2] Eng$_a$. Ambiental pela Universidade Federal de Itajubá - IRN/UNIFEI, Av.BPS,1303,Itajubá-MG, CEP:37500903,tel.:(35)36291454, fax: (35) 36291265, crisvleme@gmail.com

[3] Eng. Mecânico, Doutor na área de Hidráulica pela USP e Mestre em Engenharia Mecânica na área de Máquinas de Fluxo pela UNIFEI, Prof. Dr. - IRN/ UNIFEI, Av. BPS, 1303, Itajubá-MG, CEP: 37500-903, tel.: (35) 36291454, fax: (35) 36291265, tiago_unifei@hotmail.com

1. INTRODUÇÃO

No presente trabalho a geração de Resíduos Sólidos (RS) e a potencialidade de sua minimização, foi avaliado para o caso de uma fábrica de detergentes em pó, na região de Indaiatuba-SP, Brasil. Para tal, foi necessário fazer uso de *softwares* que permitissem a execução desse prognóstico, com base em dados de geração de RS de 2004 a 2006. No presente estudo, os programas computacionais: *Industrial Waste Management Evaluation Model*, v. 1.0, IWEM (USEPA, 2002); REDUCEIT, v. 1.0 (USEPA, 1997) e WAste Reduction Model, WARM, v. 8.0 (USEPA, 2006), foram utilizados para análise da eficiência e aprimoramento no gerenciamento de resíduos sólidos da supracitada indústria de detergentes em pó. Cada *software* permitiu levar em consideração diferentes parâmetros de comparação, como: energia, impactos ambientais no solo, água subterrânea ou fluvial, ou do ar (gases de efeito estufa, GEE). Foi detalhada a geração dos principais RS na supracitada fábrica de detergentes em pó, e dentre esses, por meio de representatividade em volume gerado e dificuldade na redução de geração, identificados os resíduos mais críticos, no que tange ao impacto ambiental. Sendo assim, a cadeia que engloba a geração de cada um dos RS críticos, foi detalhada em mapas de processos. São eles: madeira, resíduos de processo / embalagem – co-processamento, óleo lubrificante, papel, plástico e o lodo gerado na Estação de Tratamento de Esgotos (ETE) pelo sistema aeróbio de tratamento.

2. OBJETIVOS

Constituem objetivos do presente estudo:

- Detalhar a geração dos principais resíduos sólidos (RS) em uma fábrica de detergentes em pó;
- Identificar os resíduos mais críticos, no que tange ao impacto ambiental quanto à proporção do volume de geração;
- Propor uma reestruturação no gerenciamento dos resíduos selecionados;
- Analisar a aplicabilidade de alguns programas computacionais desenvolvidos pela Agência de Proteção Ambiental Americana – EPA.

3. RESÍDUOS SÓLIDOS INDUSTRIAIS

Conforme a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 10004:2004 (ABNT, 2004a) são considerados resíduos sólidos (RS), os resíduos em estado sólido e semi-sólido resultantes da atividade industrial, doméstica, agrícola, hospitalar, de serviços, de varrição, etc., incluindo-se os lodos provenientes das instalações de tratamento de águas residuárias, aqueles gerados em equipamentos de controle de poluição, assim como dados líquidos cujas características tornem inviável o seu lançamento na rede publica de esgotos

ou corpos d'água, ou ainda que exijam para tanto, soluções economicamente inviáveis, mesmo em face da melhor tecnologia disponível.

Para o gerenciamento dos resíduos, de acordo com esses testes efetuados conforme as normas ABNT NBR 10005 (ABNT, 2004b), ABNT (2004c) de amostras dos RS, os RS são divididos em classes. Ressalta-se que as amostras são obtidas por meio da norma ABNT NBR 10007 (ABNT, 2004d). Na ABNT NBR 10004 (ABNT, 2004) que versa sobre a classificação dos RS quanto aos riscos potenciais e adversos à saúde e/ou ao meio ambiente, são estabelecidos dois grupos, a saber.

- Classe I – Perigosos: Aqueles que apresentam periculosidade. Caso o RS tenha origem conhecida e conste nos anexos A ou B da referida Norma, ou ainda possua características de inflamabilidade, corrosividade, reatividade, toxicidade ou patogenicidade, será classificado como RS Classe I.
- Classe II - Não perigosos: Os códigos para alguns resíduos desta classe encontram-se no anexo H da NBR 10004 (ABNT, 2004a), nos termos da NBR 10004 (ABNT, 2004a). Sendo os RS não perigosos subdivididos em:
    - Classe II A - Não inertes: Os RS que não se enquadram nas classificações de RS Classe I - Perigosos ou de RS Classe IIB são considerados não perigosos – inertes. Caso o RS não tiver nenhum de seus constituintes solubilizados a concentrações superiores aos padrões de potabilidade de água, salvo aspecto, cor, turbidez, dureza e sabor, de acordo com o anexo G da NBR 10004 (ABNT, 2004a), o mesmo será considerado Classe IIA – Não inerte. Nesse ensaio, as amostras são submetidas a um contato dinâmico e estático com água destilada ou desionizada, à temperatura ambiente. Os resíduos classe II A – Não inertes podem ter propriedades como combustibilidade, biodegradabilidade ou solubilidade em água; e em caso contrário
    - Classe II B - Inertes,

3.1. Programas computacionais

3.1.1. Waste reduction model (WARM)

O modelo de redução de resíduos (*WAste Reduction Model*, WARM) foi criado pela agência de proteção ambiental dos Estados Unidos (*United States Environmental Protection Agency*, USEPA), para auxiliar na estimativa das reduções da emissão de gases do efeito estufa (GEE) em função de diversas práticas de gerenciamento de RS (USEPA, 2006). O *software* WARM calcula as emissões de GEE para uma linha de base e práticas alternativas de gerenciamento de RS, incluindo a redução na fonte, reciclagem, combustão, compostagem e aterros. Esse sistema calcula emissões nas toneladas métricas do carbono equivalentes (MTCE) e nas toneladas métricas do dióxido de carbono equivalentes (*Metric Tons of Carbon Equivalent*, $MTCO_2E$) por meio de escala dos diversos tipos de materiais comumente encontrados dentre os Resíduos Sólidos Municipais (RSMs). Além disso, calcula o uso da energia para cada uma das opções. O *software* utiliza fatores de emissão

específicos do material para que para cada prática de gerenciamento sejam calculadas as emissões de GEE e as economias de energia de cada cenário.

3.1.2. REDUCEIT

O *software* REDUCEIT foi concebido pela USEPA (US EPA, 1997) e possui como base seis opções de redução na fonte, sendo três residenciais, e três comerciais e industriais. O programa REDUCEIT usa uma porcentagem, ou o fator potencial do programa, para que os seja possível converter sua carga de geração de RS no potencial de redução proposto pelo programa, multiplicando-a por esse fator. Da mesma maneira que o programa WARM, o Reduceit possui valores padrão (editáveis) para esse fator, que possui como base a caracterização de Resíduos sólidos Municipais dos Estados Unidos, realizada pela EPA em 1994 e 1995. O *software* calcula o potencial de redução por meio da Equação 1, que determina a quantidade do resíduo que pode ser reduzido na fonte poluidora (R) se o programa de redução for seguido totalmente.

$$G \times AP \times P \times T = R \qquad (1)$$

Em que:

R - quantidade do resíduo que pode ser reduzido na fonte poluidora;

G - valor do volume correspondente a categoria escolhida conforme o tipo de resíduo estudado e tratamento escolhido;

AP - fator de aplicabilidade, no qual é definido dentro de qual grupo a geração e o tratamento se enquadram; residencial, industrial ou ambos;

P - fator de praticabilidade, que reduz a proporção do resíduo especifico que possivelmente pode ser reduzido por meio de esforço de redução na fonte poluidora, ou seja, conforme técnica de tratamento aplicada;

T - fator de tecnologia, que leva em consideração qualquer limitação técnica ou física para a opção considerada.

3.1.3. IWEM

Esse *software* é um modelo de avaliação de gerenciamento de RS, projetado para ajudar na determinação do projeto mais apropriado de unidade de gerenciamento de resíduos (UGR), para minimizar ou evitar impactos ambientais negativos em águas subterrâneas e superficiais, avaliando tipos de solo e sua permeabilidade, as condições hidrogeológicas do local, a toxicidade e as concentrações previstas dos constituintes dos resíduos gerados. Os tipos de unidades de gerenciamento de resíduos que podem ser avaliadas por esse sistema são os aterros Sanitários (*Landfills*, LFs); pilhas de resíduos (*Waste Piles*; WPs); aterros a céu aberto (*Surface Impoundments*, SIs); e aterros Controlados / Unidades de Aplicação de Terra (*Land Application Units*, LAUs ou *Land Treatment Units*). Os resultados obtidos por esse programa podem ser dados de duas maneiras: valor com base na saúde humana, por meio do máximo nível permitido de exposição do indivíduo (*Health-Based Number*, HBN); ou nível de contaminação máximo do

ambiente, por meio do nível máximo permitido de exposição do ambiente ao contaminante (Maximum Contaminant Level, MCL).

3.2. Características do detergente em pó

Conforme Osorio e Oliveira (2001), a adição de detergentes ou sabões melhora bastante a ação de limpeza da água, em razão de possuírem uma característica denominada dualística. Elas são compostas de cadeias hidrocarbônicas longas, com uma extremidade polar, geralmente um grupo catiônico, aniônico ou anfotérico. A outra extremidade é apolar. Por isso os detergentes agregam a todos os resíduos impregnados no objeto.

Segundo Martins & Nascimento (2006), as proteases são as substâncias utilizadas em todos os tipos de detergentes, inclusive naqueles utilizados em máquinas automáticas de lavagem, e a sua função é a degradação de compostos tipicamente proteináceos. Essas enzimas são originárias de microrganismos, e devem, em pequenas quantidades, ter alta atividade e estabilidade em condições amplas de temperatura e pH, e serem compatíveis com vários detergentes comerciais. Geralmente, o custo dessas enzimas está relacionado a 30-40% com o custo envolvido no meio de cultura utilizado.

O componente ativo dos detergentes em pó, alquilbenzeno linear sulfonado (*Linear Alquilbenzene Sulpher*, LAS), é produzido á partir da sulfonação do alquilbenzeno linear (*Linear Alquilbenzene*, LAB), o mais importante tensoativo biodegradável no setor de detergentes e produtos de limpeza domésticos. Desde a sua introdução no mercado mundial de detergentes, por volta dos anos 60, como um substituto biodegradável do alquilbenzeno ramificado sulfonado, o LAS tornou-se líder no mercado de tensoativos, sendo que a sua produção atual atinge 2,4 milhões de toneladas, ou seja, aproximadamente 28% da produção mundial de tensoativos. (ALMEIDA, 2007). Na Tabela 1 apresenta-se uma breve descrição da composição do detergente em pó fabricado pela empresa estudada.

Tabela 1. Composição básica do detergente em pó. Fonte: Del Vecchio[4] (informação verbal , em 02/2007)

Componente	Descrição
Ativo	LAS - Alquilbenzeno Linear sulfonado
Estruturadores	Soda Cáustica, Sulfato de Sódio, Silicato de Sódio, Soda Cinza Densa, STPP (Bentonita)
Enzimas	-
Sais Inorgânicos	-
Polímeros	-

[4] Rodrigo Del Vecchio, em Janeiro 2007.

Tabela 1. Composição básica do detergente em pó. Fonte: Del Vecchio[4] (informação verbal , em 02/2007)

Componente	Descrição
Miscelâneas	-
Agentes sensoriais	Fragrâncias
Agentes Branqueadores	Agentes Branqueadores / Cloro

4. METODOLOGIA

Em atividades industriais, não somente existe a geração de resíduos oriundos dos processos produtivos, como também das demais atividades necessárias para o seu funcionamento. No presente estudo de caso essa questão foi bem detalhada, através da análise da listagem de resíduos fornecida pela fábrica de detergente em pó analisada. Esse trabalho foi dividido em três etapas, descritas a seguir:

- Análise da listagem de resíduos gerados e conhecimento dos processos de produção realizados na fábrica;
- Identificação, por intermédio de histórico de geração e características de periculosidade, dos resíduos mais críticos para a fábrica;
- Utilização de softwares, desenvolvidos pela *United States Environmental Protection Agency*, (USEPA), para elaboração de cenários mais sustentáveis no gerenciamento de resíduos.

A escolha descrita na segunda fase foi feita através do cruzamento de informações que se tem de cada resíduo gerado, com as informações que devem servir de entradas em cada um dos *softwares*.

4.1. Área de estudo

A área de estudo insere-se na Região Metropolitana de Campinas (RMC), no contato da Depressão Periférica Paulista com o Planalto Atlântico, onde afloram rochas da Bacia do Paraná e pré-cambrianas. Ela pertence à 5ª Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos (UGRHI-5), a qual é composta pelas bacias hidrográficas dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí, Brasil.

4.2. Resíduos gerados na fábrica

O presente estudo foi iniciado com a avaliação dos processos de geração de resíduos. Isto devido ao fato de uma vez que a composição química qualitativa de resíduos está relacionada aos componentes das matérias utilizadas no processo produtivo, responsável pela sua geração, assim como às reações que ocorrem eventualmente durante este processo. É importante ressaltar que a geração de resíduos pode ou não estar vinculada ao processo industrial.

A caracterização do resíduo permitiu avaliar as concentrações dos parâmetros escolhidos. Porém, as informações dos materiais envolvidos no processo foram retiradas

das especificações das matérias-primas e produto acabado, elaboradas por equipes de pesquisa e desenvolvimento.

4.3. Metodologia Utilizada no WARM

Os dados de geração e tratamento utilizados estão apresentados na Tabelas 2, 3 e 4. Na Tabela 2 é apresentado o destino final da maior parte dos resíduos gerados na fábrica, como aterro, para aqueles previamente listados no programa. Já nas Tabelas 3 e 4 estão apresentados os resultados obtidos a partir de simulações feitas de outros destinos e/ou tratamentos com os valores gerados. Todos os valores gerados tiveram que ser convertidos em *short ton* para libras (1000 ton = 1 *short ton* = 2 lbs). Ressalta-se que foi considerado para todos os cenários (Tratamentos A, B e C) um período de 10 anos (01/08/2007 a 01/08/2017); distância da fábrica ao aterro, ao incinerador, à usina de compostagem e reciclagem, cada uma de 20 milhas; eficiência no sistema coletor de gases de 75%; e que ocorre a queima do metano após drenagem do biogás.

Tabela 2. Geração dos resíduos em toneladas curtas e destinação da maior parte deles para Aterro – Tratamento A

Material	**Qtde. Gerada**	**GERENCIAMENTO ATUAL**			
		Qtde. Reciclada	**Qtde. Aterrada**	**Qtde. Incinerada**	**Qtde. Compostada**
Latas de Alumínio					NA
Latas de Aço					NA
Arame de cobre					NA
Vidro	3	3			NA
HDPE					NA
LDPE					NA
PET					NA
Caixa de papelão					NA
Revistas/Comunicação interna					NA
Jornais					NA
Papel de escritório					NA
Agenda de Telefones					NA
Bloco de recados					NA
Pedaços de madeira	202	202			NA
Fibra óptica					NA
Restos de alimentos	26	NA	26		
Resíduos de Poda de Jardim		NA			
Resíduos de poda de grama		NA			
Folhas de vegetação mortas		NA			

Tabela 2. Geração dos resíduos em toneladas curtas e destinação da maior parte deles para Aterro – Tratamento A

Material	Qtde. Gerada	GERENCIAMENTO ATUAL			
		Qtde. Reciclada	Qtde. Aterrada	Qtde. Incinerada	Qtde. Compostada
Branches		NA			
Papel em geral	804		804		NA
Papel em geral (origem residencial)					NA
Papel em geral (origem industrial/comercial)					NA
Metais em geral	367		367		NA
Plásticos em geral	210		210		NA
Recicláveis					NA
Materiais orgânicos	97	NA	97		
Resíduos sólidos municipais em geral		NA			NA
Carpet					NA
Computadores					NA
Cerâmica		NA		NA	NA
Concreto	63		63	NA	NA
Cinzas de combustão				NA	NA
Pneus					NA

Tabela 3. Gerenciamento com reciclagem – Tratamento B (em toneladas curtas)

Material		PROPOSTA RECICLAGEM				
	Qtde. Gerada	Qtde. reduzida	Qtde. Reciclada	Qtde. Aterrada	Qtde. Incinerada	Qtde. Compostada
Latas de Alumínio						NA
Latas de Aço						NA
Arame de cobre						NA
Vidro	3	3				NA
HDPE						NA
LDPE						NA
PET						NA
Caixa de papelão						NA
Revistas/Comunicação interna						NA
Jornais						NA
Papel de escritório						NA

Tabela 3. Gerenciamento com reciclagem – Tratamento B (em toneladas curtas)

Material		PROPOSTA RECICLAGEM				
	Qtde. Gerada	Qtde. reduzida	Qtde. Reciclada	Qtde. Aterrada	Qtde. Incinerada	Qtde. Compostada
Agenda de Telefones						NA
Bloco de recados						NA
Pedaços de madeira	202	202				NA
Fibra óptica						NA
Restos de alimentos	26	NA	NA	26		
Resíduos de Poda de Jardim		NA	NA			
Resíduos de poda de grama		NA	NA			
Folhas de vegetação mortas		NA	NA			
Branches		NA	NA			
Papel em geral	804	NA	804			NA
Papel em geral (origem residencial)		NA				NA
Papel em geral (origem industrial/comercial)		NA				NA
Metais em geral	367	NA	367			NA
Plásticos em geral	210	NA	210			NA
Recicláveis		NA				NA
Materiais orgânicos	97	NA	NA	97		
Resíduos sólidos municipais em geral		NA	NA			NA
Carpet						NA
Computadores						NA
Cerâmica			NA		NA	NA
Concreto	63	NA	63		NA	NA
Cinzas de combustão		NA			NA	NA
Pneus						NA

Tabela 4. Gerenciamento com compostagem – Tratamento C (em toneladas curtas)

Material		PROPOSTA RECICLAGEM+COMPOSTAGEM				
	Qtde. Gerada	Qtde. reduzida	Qtde. Reciclada	Qtde. Aterrada	Qtde. Incinerada	Qtde. Compostada
Latas de Alumínio						NA
Latas de Aço						NA

Tabela 4. Gerenciamento com compostagem – Tratamento C (em toneladas curtas)

Material		**PROPOSTA RECICLAGEM+COMPOSTAGEM**				
	Qtde. Gerada	**Qtde. reduzida**	**Qtde. Reciclada**	**Qtde. Aterrada**	**Qtde. Incinerada**	**Qtde. Compostada**
Arame de cobre						NA
Vidro	3	3				NA
HDPE						NA
LDPE						NA
PET						NA
Caixa de papelão						NA
Revistas/Comunicação interna						NA
Jornais						NA
Papel de escritório						NA
Agenda de Telefones						NA
Bloco de recados						NA
Pedaços de madeira	202	202				NA
Fibra óptica						NA
Restos de alimentos	26	NA	NA			26
Resíduos de Poda de Jardim		NA	NA			
Resíduos de poda de grama		NA	NA			
Folhas de vegetação mortas		NA	NA			
Branches		NA	NA			
Papel em geral	804	NA	804			NA
Papel em geral (origem residencial)		NA				NA
Papel em geral (origem industrial/comercial)		NA				NA
Metais em geral	367	NA	367			NA
Plásticos em geral	210	NA	210			NA
Recicláveis		NA				NA
Materiais orgânicos	97	NA				97
Resíduos sólidos municipais em geral		NA				NA
Carpet						NA
Computadores						NA

Tabela 4. Gerenciamento com compostagem – Tratamento C (em toneladas curtas)

Material		PROPOSTA RECICLAGEM+COMPOSTAGEM				
	Qtde. Gerada	Qtde. reduzida	Qtde. Reciclada	Qtde. Aterrada	Qtde. Incinerada	Qtde. Compostada
Cerâmica					NA	NA
Concreto	63	NA	63		NA	NA
Cinzas de combustão		NA			NA	NA
Pneus						NA

4.4. Metodologia utilizada no REDUCEIT e IWEM

Os valores dos dados de entrada para o *software* REDUCEIT estão listados na Tabela 5. Tais valores são oriundos do sistema de gerenciamento ambiental interno da fábrica, elaborado entre os anos de 2006 e 2007.

Tabela 5. Destinação de Resíduos efetuado pela fábrica em 2004 a 2006

DESTINAÇÃO RESÍDUOS NÃO PERIGOSOS	**Unidade**	2004	2005	2006	Valores médios	Valores médios (%)
Lodo da ETE – Compostagem	kg/ano	139640,00	56520,00	66780,00		
Papel	kg/ano	766007,00	788384,00	632277,40	728889,47	28%
Metal	kg/ano	375124,00	317440,00	305182,00	332582,00	13%
Plástico	kg/ano	156537,60	178450,00	235140,00	190042,53	7%
Cartuchos (Embalagem Detergente em Pó)	kg/ano	469957,60	715334,96	627080,76		
Vidro	kg/ano	2970,00	4180,00	1700,00	2950,00	0%
Madeira	kg/ano	166360,00	181199,40	203000,00	183519,80	11%
Páletes de Madeira	kg/ano	122880,00	106353,70	56580,00	95271,23	32%
RESÍDUOS SULFONAÇÃO - CO-PROCESSAMENTO	kg/ano	19,59	13860,00		13879,59	
Cola HOT – MELT	kg/ano	8800,00	5090,00	0,00		
RESÍDUOS PROCESSO / EMBALAGEM - CO-PROCESSAMENTO	kg/ano	430591,87	223459,00		654050,87	25%
Lâmpadas	kg/ano	532,70	394,00	491,55	472,75	
Óleo Lubrificante	kg/ano	3290,00	1550,00	29240,00		
Óleo de Cozinha – Doação	kg/ano	0,00	1,00	0,00	0,33	1%
Resíduo de Alimentos – DOAÇÃO	kg/ano	16378,10	24374,20	30512,00	23754,77	
Pilhas e Baterias	kg/ano	0,00	50,00	0,00	16,67	
Cartuchos de Impressoras		100,00	152,48	97,64		

Tabela 5. Destinação de Resíduos efetuado pela fábrica em 2004 a 2006

DESTINAÇÃO RESÍDUOS NÃO PERIGOSOS	**Unidade**	2004	2005	2006	Valores médios	Valores médios (%)
Enxofre	kg/ano	12430,00			12430,00	
Big Bags Recicláveis	kg/ano	27273,00	46377,00	40994,00		
DESTINAÇÃO RESÍDUOS NÃO PERIGOSOS	**Unid.**	TOTAL				
Lixo Comum /Entulho (caçambas)	kg/ano	0,00	172148,00	0	57382,67	
DESTINAÇÃO RESÍDUOS PERIGOSOS	**Unid.**					
Resíduo - Ambulatorial (PGRSS)	kg/ano	165,08	294,91	228,09	229,36	
Total		2699056,54	2835612,65	2229303,45	2587990,88	

O *software* IWEM foi utilizado para avaliar o risco de contaminação para saúde humana e ambiental, destinando para o aterro industrial, o resíduo gerado no transporte pneumático (resíduos do processo, embalagem e co-processamento).. A substância alvo foi o alquilbenzeno linear sulfonado. Nesse caso, a toluenediamina – 2,4 foi a substância na biblioteca do *software* IWEM que possuiu maior proximidade de características moleculares. Portanto, a concentração estimada utilizada desse produto para entrada de dados no programa foi o do LAS na formulação de detergente em pó, de 0,5 mg/L , assim como a via de exposição de ingestão e risco de desenvolvimento de câncer. As simulações consideraram vazamento não regular, com regularidade única e com regularidade composta.

5. RESULTADOS E ANÁLISE

5.1. Análise dos resíduos mais críticos para a fábrica

Com o intuito de estudar minuciosamente os resíduos gerados pela fábrica de detergentes em pó, para aqueles que já possuem indicadores, foi agrupado para cada um deles o total gerado em cada ano, de 2004 a 2006, como pode ser observado na Tabela 5 anteriormente apresentada.

Foram identificados os resíduos mais críticos para a fábrica, a saber: madeira, resíduos do processo, embalagem e co-processamento, e "*big-bags*" recicláveis. Em geral, o óleo lubrificante não é habitualmente enviado para seu destino final (recicladoras/refinarias de óleos); não obstante, é gerado em grande quantidade, aproximadamente 30ton/ano, e apresentou um aumento de 95% entre os anos de 2005 e 2006. Outro resíduo detalhadamente estudado foi o papel, pois mesmo enviado para reciclagem, possui alta geração (mais de 600 ton/ano), sendo por isso o resíduo de maior representatividade, em termos quantitativos, para a fábrica, 12%. Nesse mesmo sentido, foi possível explorar a redução de resíduo plástico, que ao contrário do que ocorreu com a geração de papel, aumentou no último ano, aproximadamente 50 ton/ano de acréscimo.

Logo, conforme o critério adotado para estabelecimento de ordem de prioridade, de representatividade quantitativa anual, e dificuldade na redução comparada ao gerado em 2006, os resíduos a seguir foram considerados relevantes para detalhamento:

- Madeira: Cabo de vassoura, cantoneira, embalagem de madeira e pálete de madeira (exceto o pálete CHEP azul) – 200 (madeira) + 60 (páletes) = 260 toneladas/ano.
- Resíduos de processo / embalagem – co-processamento = 280 toneladas/ano.
- "*Big-bags*" recicláveis = 40 toneladas/ano.
- Óleo lubrificante = 30 toneladas/ano.
- Papel: Caixa de papelão, embalagem longa vida, jornal/revista, papel em geral, papelão (proteção de páletes de cartuchos), tubetes de fita adesiva = 630toneladas/ano.
- Plástico (aumento de 25%): balde, cano/tubo (PVC), cerda de vassoura/escova, copo plástico, embalagem flexível (*Bag*), embalagem plástica em geral, filme *stretch*, fita de amarração do pálete de caixa, fita plástica da etiqueta 3M®, fita zebrada, galão plástico de óleo vazio, garrafa PET, saco plástico em geral, tubo/tampa plástica = 240 toneladas/ano.

O lodo gerado na ETE pelo sistema aeróbio de tratamento (6 toneladas/mês de lodo gerado, considerando os meses no ano de 2006) representa menor quantidade que o plástico (20 toneladas/mês), porém apresentou um aumento de 15% entre 2005 e 2006. A vazão tratada na estação e a eficiência de remoção de DBO não podem ser fornecidas por política de sigilo da empresa. Entretanto, existe muita dificuldade em sua redução, uma vez que é função do número de funcionários e da produção, ambos controlados pela demanda de detergentes em pó no mercado.

5.2. Análise WARM

Com base na análise dos resultados das simulações com o WARM, foi possível verificar que o tratamento B forneceu valores mais favoráveis à redução na emissão dos gases de efeito estufa (CGH), uma vez que valores como "Emissões totais de GEE de gerenciamento e geração alternativos de RSM (MTCE)" de -1505,22 foram encontrados após simulação, com relação ao tratamento C, que apresentou o valor de -46,25. Para os mesmos cenários, os valores encontrados para "Emissões totais do gerenciamento e geração alternativos de RSM ($MTCO_2E$)" de 5.519,13 e -169,58, respectivamente para os tratamentos B e C. Finalmente, para "Uso total de energia de geração e gerenciamento alternativos de RSMs (milhões de BTU)", foram encontrados os valores de -59.214,62 e -1.740,42 nas simulações para tratamentos B e C, respectivamente.

Esses valores foram correspondentes aos esperados, uma vez que o tratamento B considerou a reciclagem de papéis, plásticos, metais e concreto, levando ao aterro apenas os resíduos alimentares. No tratamento C foi considerada apenas a compostagem. Entretanto, haveria um grande consumo energético para produção de novos produtos e degradação dos materiais aterrados, que outrora (tratamento B) seriam reciclados. A reciclagem, portanto, produz maior impacto positivo no que tange à redução na geração de gases do efeito estufa (CGH) e demanda energética.

5.3. Análise REDUCEIT

Por meio da análise dos resultados das simulações com o *software* REDUCEIT, foi possível inferir que, com base em dados favoráveis de tecnologia e possibilidade de elaboração desses fatores potenciais, resultou em valores potencialmente minimizáveis, a partir de fatores potenciais para o programa de um total anual de 124.088 toneladas de resíduos passíveis de minimização na geração, a saber: folhas mortas: 7.505 ton/ano; compostagem de resíduos alimentares: 6.729 ton/ano; compostagem de restos de jardinagem: 10.734 ton/ano; reuso de roupas (uniformes): 70.652 ton/ano; e páletes multi-uso: 28.468 ton/ano.

Dessa forma, com o uso desses fatores de aplicabilidade, e considerando a produção média (2004-2006) total anual de resíduos de 2587990,88 ton; o valor torna-se pouco representativo, ou seja, de 4,79%. Considerando ainda, que haja a redução na fonte na produção de compostos orgânicos (cerca de 1.346 ton/ano) e de madeira, isto é, páletes multi-uso (5.694 ton/ano), o valor total reduzido na fonte representa cerca de 7.040 ton/ano, ou seja, 0,27 % do total de resíduos gerados anualmente. Tais valores representam apenas a parte que se assemelha aos RSMs e por esta razão, são pouco significativos, uma vez que se verificou que os resíduos do processo, embalagem e co-processamento representam cerca de 25% do total gerado. Nesses, não são considerados papel, plástico, metal, material orgânico, vidro ou madeira.

5.4. Análise IWEM

Com relação ao nível HBN (via ingestão e risco de desenvolvimento de câncer – proteção da saúde humana), não foi alcançado esse patamar para o toluenodiamaina 2,4- quando foi considerado na simulação vazamento não regular e com regularidade única. Porém, quando foi considerado na simulação, a regularidade composta, houve alerta para o nível de proteção. Conforme recomendado pela simulação, o resultado a ser considerado para que haja proteção da saúde humana (HBN) deve ser considerado um aterro com impermeabilização composta.

Dessa forma, o valor máximo de exposição do indivíduo a essa substância dado como resultado nesta simulação do IWEM, nessas condições, é $3{,}00 \times 10^{-5}$ mg/L, o efeito de exposição a essa substância é o aumento do risco de câncer, também de acordo com resultado da simulação observado. O fator de atenuação e diluição desse elemento obtido na simulação, foi de $1{,}60 \times 10^{-4}$ (DAF).

6. CONCLUSÕES

Foi detalhada a geração dos principais RS nesta fábrica, e dentre esses, por meio de representatividade em volume gerado e dificuldade na redução de geração, identificados os resíduos mais críticos, no que tange ao impacto ambiental. Sendo assim, a cadeia que engloba a geração de cada um dos RS críticos, foi detalhada em mapas de processos. São eles: madeira, resíduos de processo / embalagem – co-processamento, óleo lubrificante, papel, plástico e o lodo gerado na Estação de Tratamento de Esgotos (ETE) pelo sistema aeróbio de tratamento. A proposta de reciclagem de RS, constantes no tratamento B

forneceu valores mais favoráveis à redução na emissão dos gases de efeito estufa (CGH), já que valores negativos como “Emissões totais de GCH de gerenciamento e geração alternativos de RSM (MTCE)”, de -1505,22 foram encontrados após simulação, com relação ao tratamento C, que apresentou o valor de -46,25. Para os mesmos cenários, os valores negativos encontrados para “Emissões totais do gerenciamento e geração alternativos de RSM (MTCO2E)” de -5.519,13 e -169,58, respectivamente para os tratamentos B e C. Finalmente, para “Uso total de energia de geração e gerenciamento alternativos de RSMs (milhões de BTU)”, foram encontrados os valores de -59.214,62 e -1.740,42 nas simulações para tratamentos B e C, respectivamente.

Com o valor estimado pelo autor da concentração no início da lixiviação da substância toluenodiamaina 2,4 pelo solo de 0,5 mg/L , via de exposição de ingestão e risco de desenvolvimento de câncer. E considerando o nível HBN, não foi alcançado esse patamar quando foi acatado na simulação vazamento não regular e com regularidade única. Entretanto, quando foi considerado na simulação, a regularidade composta, houve alerta para o nível de proteção. Conforme recomendado pelo relatório gerado na simulação, para que haja proteção da saúde humana (HBN), deve ser considerado um aterro com impermeabilização composta.

De um modo geral, para o caso da produção industrial, sugere-se que haja compostagem dos resíduos de jardinagem e orgânicos (Classe IIb); reciclagem dos plásticos (PET, “*big-bags*”, PVC, etc.), dos metais; entulhos da obra realizada no período (como agregado recicláveis em obras para fins não-estruturais); e sobretudo papel, cuja geração é considerável.

Com relação a aplicabilidade direta destes programas, quanto ao WARM e IWEN, são programas facilmente utilizáveis e adequados as alternativas de gerenciamento consideradas universais, Além disso, apresentam ao usuário a possibilidade de entrada de dados específicos da região estudada. Já o programa de redução de resíduos na origem, o REDUCEIT, com os fatores padrão apresenta uma idéia, mesmo que longínqua da realidade, do quanto se reduz a geração de resíduos aplicando técnicas simples na origem. Para melhorar sua aplicação, quanto aos valores numéricos, a adaptação para a realidade local se torna bem mais trabalhosa do que nos outros dois programas utilizados, porque depende de pesquisa extensa e confiável sobre a realidade brasileira. Não há possibilidade direta de ajustar estes parâmetros.

Simbologia

R - quantidade do resíduo que pode ser reduzido na fonte poluidora;

G - valor do volume correspondente a categoria escolhida conforme o tipo de resíduo estudado e tratamento escolhido;

AP - fator de aplicabilidade, no qual é definido dentro de qual grupo a geração e o tratamento se enquadram; residencial, industrial ou ambos;

P - fator de praticabilidade, que reduz a proporção do resíduo especifico que possivelmente pode ser reduzido por meio de esforço de redução na fonte poluidora, ou seja, conforme técnica de tratamento aplicada;

T - fator de tecnologia, que leva em consideração qualquer limitação técnica ou física para a opção considerada.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG), pela concessão de auxílio para Participação Individual em Congressos no Exterior.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1996). *NBR 8419 – Apresentação de projetos de aterros sanitários de resíduos sólidos urbanos*. Rio de Janeiro: ABNT. 7 p.

_____. (1997). *NBR 13896 - Aterros de resíduos não perigosos* - Critérios para projeto, implantação e operação. Rio de Janeiro: ABNT. 12 p.

_____. (2004a). *NBR 10.004 – Resíduos Sólidos – Classificação.* Rio de Janeiro: ABNT. 71 p.

_____. (2004b). *NBR 10.005 – Procedimento para obtenção de extrato lixiviado de resíduos sólidos.* Rio de Janeiro: ABNT. 16p.

_____. (2004c). NBR 10.006 – *Procedimento para obtenção de extrato solubilizado de resíduos sólidos*. Rio de Janeiro: ABNT. 3 p.

_____. (2004d). NBR 10.007 – *Amostragem de resíduos sólidos.* Rio de Janeiro: ABNT. 21p.

OSÓRIO, V. K. ; OLIVEIRA, W.Polifosfatos em detergentes em Pó Comerciais. *Química Nova*, v.24, n.5, p.700 - 708, 2001.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY – USEPA (1997). *Source Reduction Program Potential Manual - A Planning Tool*. EPA 530-R-97-002, 1997. Disponível em: <http://www.epa.gov/epaoswer/non-hw/reduce/reduceit/index.htm.> Acesso em 12 de dez de 2006.

_____. (1999). *ReduceIt Companion Software to Source Reduction Program Potential Manual*. EPA530-F-99-005. Disponível em:< http://www.epa.gov/epaoswer/non-hw/reduce/reduceit/index.htm. Acesso em 12 de dez de 2006.

_____. (2002). *Industrial Waste Management Evaluation Model (IWEM).* Disponível em: http://www.epa.gov/epaoswer/non-hw/industd/iwem.htm. Acesso em 12 de dez de 2006.

_____. (2006). *WAste Reduction Model (WARM).* 2006 c Disponível em: < http://epa.gov/climatechange/wycd/waste/calculators/Warm_home.html>. Acesso em 12 de dez de 2006.

ANÁLISE E SIMULAÇÃO DE REGIMES TRANSITÓRIOS EM SISTEMAS SOB PRESSÃO.

APLICAÇÃO À DETECÇÃO DE FUGAS EM CONDUTAS ELEVATÓRIAS.

João TENTÚGAL VALENTE [1]; Manuel Maria PACHECO FIGUEIREDO[2]; Pedro LEITE[3]; Eduardo VIVAS[4]

RESUMO

O presente trabalho constitui um estudo para localização da secção de uma conduta elevatória – integrada num Sistema Adutor Elevatório de Abastecimento de Água – em que ocorra uma fuga de água, aproveitando o efeito produzido pela ocorrência do fenómeno de Choque Hidráulico.

Para o estudo do comportamento da fuga e da sua influência no normal funcionamento do sistema elevatório, foi elaborado um modelo matemático baseado num algoritmo que, suportado na análise do fenómeno do Choque Hidráulico em Sistemas Adutores Elevatórios de Abastecimento de Água e na sua interpretação pelo Método das Características, permitisse estudar a resposta do sistema e ainda proceder à localização, mesmo que aproximada, de uma fuga de água.

O algoritmo foi desenvolvido com o apoio do software Matlab® e pretendeu-se que fosse de fácil percepção e execução e, ainda, aplicável a qualquer sistema elevatório que se pretenda analisar (com ou sem fuga de água).

Para se aferir da capacidade do modelo matemático desenvolvido, o trabalho foi complementado com a sua aplicação a um caso real. O modelo foi assim experimentado e calibrado, estudando o Sistema Elevatório de Vilar de Mouros, em Caminha. Para este caso, depois de calibrado o algoritmo definidor do sistema e do fenómeno de Choque Hidráulico inerente à paragem dos grupos elevatórios, foi simulada a ocorrência de uma fuga de água numa determinada secção da conduta.

A partir do modelo desenvolvido foi ainda possível proceder a tentativas de localização de fuga por métodos analíticos, ou seja, sem recurso a pesquisas locais com vista à detecção e localização da mesma.

PALAVRAS-CHAVE: Sistema Adutor Elevatório de Abastecimento de Água, Pressão, Perda de Água, Fuga de Água, Choque Hidráulico, Método das Características

[1] Engenheiro Civil, NORAQUA, Lda , joaovalente@noraqua.pt
[2] Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil, FEUP, mpfiguei@fe.up.pt
[3] Engenheiro Civil, SMARTIVE, Lda , pedro.leite@smartive.net
[4] Engenheiro Civil, SMARTIVE, Lda , eduardo.vivas@smartive.net

1. INTRODUÇÃO

O Ciclo da Água (ou Ciclo Hidrológico) contempla, nas suas diferentes etapas, processos que podem ser do foro natural ou que impliquem ou resultem da actividade e acção do Homem. O sub-ciclo do Ciclo da Água que depende mais acentuada e directamente do Homem designa-se por "Ciclo de Utilização da Água". Das diversas fases em que se pode dividir destacam-se as relativas à "utilização" – concretizada na prática pelo funcionamento das redes de distribuição e das redes prediais e que a montante inclui a captação nas reservas naturais, o tratamento de água para a tornar compatível com as várias exigências de qualidade adequadas ao consumo e a adução aos diferentes pontos de entrega (habitualmente consubstanciados em reservatórios).

Todo o conjunto destas componentes do Ciclo de Utilização da Água constitui o designado Sistema de Abastecimento de Água onde se integra o objectivo do presente estudo, principalmente na componente da adução.

Sob o ponto de vista da adução sob pressão, esta pode ser realizada sob a forma gravítica – em condutas gravíticas ou por elevação – em condutas elevatórias. A uma adutora elevatória estará sempre associado um meio mecânico (grupos elevatórios) que permite transferir para o escoamento a energia necessária e suficiente para vencer o desnível geométrico e de perdas de energia entre as secções (normalmente reservatórios) de montante e jusante da conduta.

Em resultado do funcionamento integrado das duas principais componentes de um sistema elevatório – as condutas elevatórias e os grupos elevatórios, associam-se, muitas vezes, devido ao efeito de paragem mais ou menos rápida dos grupos elevatórios, efeitos de pressão indesejados ao longo da conduta, devido à ocorrência de um regime transitório de escoamento designado por Choque Hidráulico ou Golpe de Aríete. Este ocorre, por exemplo, devido à interrupção no fornecimento de energia eléctrica aos grupos elevatórios provocado pela acção de paragem – seja programada ou não. O fenómeno de Choque Hidráulico pode, genericamente, caracterizar-se pela ocorrência num espaço de tempo relativamente curto e ao longo de todo o sistema elevatório, de variações de pressão (positivas e negativas) e de velocidade (no sentido ascendente e descendente), com valores muito superiores aos que a conduta e seus acessórios podem estruturalmente ser capazes de suportar. Esta questão é ainda acompanhada por um outro problema essencialmente relacionado com a exploração, de fundamental importância no momento presente, que se refere à possibilidade de ocorrência de perdas de água ao longo do traçado da conduta, resultantes da existência ou ocorrência de fugas que eventualmente possam suceder. A detecção das secções ou zonas da conduta onde se verifiquem perdas de água não é simples e directa, na maior parte das situações. A menos que o "caminho " da água seja a superfície, a detecção é um objectivo difícil.

É objectivo do presente estudo procurar encontrar uma metodologia que ajude a localizar, à custa da análise dos resultados da existência e ocorrência do fenómeno de Choque Hidráulico, zonas ou secções onde esteja a ocorrer perda de água resultante da existência de fuga num Sistema Adutor Elevatório, recorrendo à modelação hidráulica deste fenómeno. Foi abordado também um possível mecanismo para a detecção e localização dessa mesma fuga.

2. CHOQUE HIDRÁULICO. ANÁLISE PELO MÉTODO DAS CARACTERÍSTICAS

O fenómeno de Choque Hidráulico em sistemas elevatórios corresponde à ocorrência de regimes de escoamento do tipo transitório, de características não permanentes. Caracterizam-se essencialmente por uma variabilidade de pressões e velocidades ao longo do tempo e do traçado da conduta, num intervalo de tempo muito curto.

Para as adutoras elevatórias, o choque hidráulico depende principalmente das características do ou dos grupos elevatórios escolhidos, das características de resistência da conduta e do tipo de manobra, mais concretamente da sua lei de paragem. A inércia das massas girantes tem significativa influência na magnitude do choque hidráulico decorrente da interrupção do fornecimento de energia ao grupo electrobomba.

Para o estudo e análise dos efeitos decorrentes deste fenómeno existem métodos que permitem uma abordagem simples ao estudo do choque hidráulico em condutas tanto elevatórias como gravíticas, mas apenas fornecem informação sobre uma envolvente de pressões aproximada. Trata-se de Métodos Expeditos que deverão ser utilizados numa fase de análise preliminar, e de fácil aplicação.

Para uma análise pormenorizada do Choque Hidráulico e dos seus efeitos, existem outros métodos passíveis de serem utilizados mas aquele a que mais se recorre na actualidade é o Método das Características.

O Método das Características consiste num procedimento computacional de cálculo com o objectivo de resolução das equações diferenciais do movimento e da continuidade, sob a forma numérica e de modo sistematizado, suficientemente preciso para representar e prever o fenómeno.

De acordo com Pacheco Figueiredo (1990) e (2007), a modernidade destes métodos não está somente na possibilidade de tratamento computacional, mas também no facto de ser contabilizado o efeito produzido pela perda de carga, assim como da inclinação da conduta. Este método é, então, o procedimento mais utilizado actualmente por apresentar simplicidade de utilização, em particular no tratamento de condições fronteira ao escoamento mais complexas.

A aplicação realizada pelo referido Autor, permite, assim, transformar as equações diferenciais deduzidas a partir de considerações de equilíbrio dinâmico e de conservação de massa e considerando como elemento definidor de base o esquema apresentado na Figura 1, em que as características do escoamento no ponto P são determinadas a partir das características de escoamento nos pontos imediatamente anterior e posterior, de acordo com equações lineares de aplicação directa.

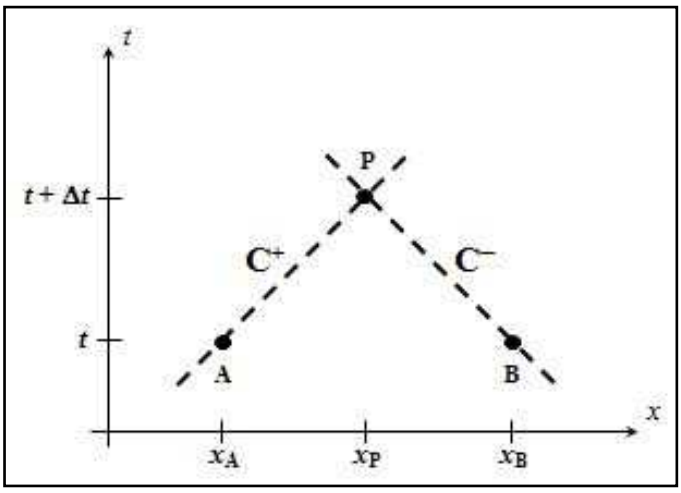


Figura 1 – Esquema representativo do significado das expressões do Método das Características

As variáveis intervenientes na figura têm os seguintes significados:

- P é o "ponto" cujas características do escoamento se pretende estudar;
- A é o "ponto" imediatamente a montante de P no instante anterior, t;
- B é o "ponto" imediatamente a jusante de P no instante anterior, t;
- t + Δt é o instante de tempo a estudar;
- Δt é o intervalo de tempo da integração numérica em ordem ao tempo;
- x_A, x_P e x_B são as posições dos pontos A, P e B, respectivamente;
- C+ e C- correspondem às equações que caracterizam a influência do ponto anterior e posterior no escoamento no ponto P, respectivamente.

Em sequência, podem definir-se as equações do Método das Características aplicado ao fenómeno do Choque Hidráulico do seguinte modo:

$$\mathbf{C}^+ : H_P + \left(A + K\,R_P \mid Q_P \mid\right)Q_P - C_A = 0 \qquad (2.21)$$

$$\mathbf{C}^- : H_P - \left(A + K\,R_P \mid Q_P \mid\right)Q_P - C_B = 0 \qquad (2.22)$$

sendo

$$A = \frac{a}{gS} \qquad (2.23)$$

$$C_A = H_A + \left[A - (1-K)R_A \mid Q_A \mid\right]Q_A \qquad (2.24)$$

$$C_B = H_B - \left[A - (1-K)R_B \mid Q_B \mid\right]Q_B \qquad (2.25)$$

em que:

— H_P, H_A e H_B é a energia do escoamento nos pontos P, A e B, respectivamente;

— Q_P, Q_A e Q_B é o caudal nos pontos P, A e B, respectivamente;

— a é a celeridade;

— K é o factor de ponderação da integração numérica em ordem à coordenada espacial x;

— R é um coeficiente do Método das Características definido pela expressão 2.26 e que é igual para todos os pontos em estudo da conduta, quando se admite que o escoamento se dá sempre em regime turbulento rugoso:

$$R = \frac{\lambda}{2gDS^2}\Delta x \tag{2.26}$$

Por fim, para se determinar a energia do escoamento e do caudal em cada ponto P a estudar, aplicam-se as seguintes expressões:

$$H_P = \frac{C_A + C_B}{2} \tag{2.27}$$

$$Q_P = \frac{C_A - C_B}{A_1} \tag{2.28}$$

sendo

$$A_1 = A + \sqrt{A^2 + 2K R_P \,|\, C_A - C_B \,|} \tag{2.29}$$

Há ainda a considerar as condições fronteira do grupo elevatório e também do reservatório de jusante:

— no grupo elevatório:

$$Q_P = \frac{-(BN - A) - \sqrt{(BN - A)^2 - 4(C - K R_P)(DN^2 + Z_R - C_B)}}{2(C - K R_P)} \tag{2.30}$$

$$H_P = (A + K R_P |Q_P|) Q_P + C_B \tag{2.31}$$

em que:

- A, B e C são os parâmetros definidores da curva característica da bomba;
- N é o valor das rotações por minuto da bomba.

— no reservatório de jusante:

$$Q_P = \frac{2(C_A - Z_R)}{A_3} \quad (2.32)$$

$$H_P = -(A + K\,R_P\,|\,Q_P\,|)Q_P + C_A \quad (2.33)$$

sendo

$$A_3 = A + \sqrt{A^2 + 4(K_L + K\,R_P)|\,Z_R - C_A\,|} \quad (2.34)$$

2.1 Caudal de Fuga

Sendo um dos objectivos fundamentais do presente trabalho o estudo da análise e influência de uma fuga numa conduta elevatória – mesmo que simulada – no efeito do fenómeno do Choque Hidráulico que possa ocorrer, importa definir sob o ponto de vista matemático a expressão que permite quantificar o caudal escoado através da mesma.

$$Q_{fuga} = (H - Z_{fuga})^{\beta}$$

em que:

— Q_{fuga} é o caudal de fuga. Pode ser estimado pela diferença de caudais saídos do reservatório de montante e os entrados no reservatório de jusante;

— H é a energia do escoamento na secção em que se está a simular a existência de fuga;

— Z_{fuga} é a cota topográfica da secção em que se está a simular a existência de fuga;

— β é o expoente, que habitualmente tem por valor 0,5.

3. ALGORITMO DESENVOLVIDO

3.1 Considerações Gerais

Para o presente estudo, foi desenvolvido um algoritmo com o objectivo de se analisar o fenómeno do Choque Hidráulico de um modo analítico e automático.

Este algoritmo, criado em ambiente de software Matlab®, apresenta alguns pressupostos e ainda algumas limitações que se explicitam de seguida.

Como o estudo relativo ao presente trabalho incidiu sobre Sistemas de Adução Elevatórios de Abastecimento de Água, que recorrem a electrobombas para fornecer energia hidráulica ao sistema, é necessário conhecer-se algumas das características do grupo elevatório em causa, tais como:

— a equação da curva característica da(s) bomba(s) constituintes do grupo elevatório;

— a curva de rendimento do grupo elevatório;

— a inércia do grupo elevatório.

A equação da curva característica da(s) bomba(s) é essencial para o cálculo do Ponto de Funcionamento do Sistema Elevatório e depende de um estudo prévio do utilizador para definir as constantes inerentes a cada uma das características apresentadas.

Ao algoritmo é, obviamente, fundamental fornecer também as características do traçado em perfil da conduta elevatória. Habitualmente, apenas são conhecidas as características de alguns "pontos" da conduta, uma vez que se opta por fazer um levantamento topográfico de X em X metros, ou então dos "pontos característicos" do traçado em perfil ("pontos" altos ou "pontos" baixos, por exemplo). Contudo, o programa de cálculo, adopta e executa, entre quaisquer dois "pontos" introduzidos como dados ao programa, uma linearização entre os "pontos" definidores. Tal, conduz a um pequeno erro de análise, especialmente no que concerne ao caso fenómeno do Choque Hidráulico.

O programa permite ainda, a consideração e a introdução de perdas de carga localizadas ao longo da conduta sob três formas e, se for pretendido, em simultâneo: majorando a perda de carga contínua, considerando coeficientes de perdas de carga localizadas e, ainda, adicionando uma perda de carga localizada única e total no reservatório de jusante. Cada uma destas perdas de carga será sempre estimada ou, então, para melhor aproximação, deverá ser experimentada em modelo para optimizar a definição do coeficiente de perda de carga localizada em cada uma das possíveis singularidades do sistema.

A definição da posição do Reservatório de Ar Comprimido, abreviadamente designado por RAC, ou de outro qualquer dispositivo é, possivelmente, a maior limitação do programa de cálculo desenvolvido. Pelo Método das Características e para o estudo do fenómeno do Choque Hidráulico, a conduta é dividida num determinado número de trechos pretendido. O algoritmo apenas permite que o RAC seja inserido no sistema a partir do primeiro ponto a seguir ao grupo elevatório, o que, dada a divisão da conduta, pode levar a que este órgão não seja "colocado" na posição correcta, podendo levar a alguns pequenos erros de análise devido à incorrecta distância ao grupo elevatório.

No caso de se pretender ainda estudar o caso de ocorrência de uma fuga e a sua localização, o programa, para que simule esta situação, necessita que lhe seja fornecido o valor do caudal de fuga, que pode ser obtido pela diferença entre os caudais saídos do reservatório de montante e os chegados ao de jusante, medidos a partir de medidores de caudal. Porém, tal pode constituir uma dificuldade uma vez que muitos reservatórios podem não ser dotados de medidores de caudal.

Na ausência desta possibilidade, a modelação hidráulica da quantificação da fuga é realizada conforme descrito em 2.1. Como então se referiu, esta expressão é dependente de um coeficiente β que é introduzido na expressão para melhor representar a lei de vazão da expressão definidora da fuga. Este coeficiente pode ser determinado experimentalmente, mas para casos correntes e para a análise em estudo, foi considerado igual a 0,5. Ao programa é ainda necessário indicar uma posição inicial da fuga de modo a se proceder a tentativas para uma mais exacta localização. Este processo poderá ter o inconveniente de ser moroso e não permitir uma localização da fuga tão rápida quanto desejável.

Depois de introduzidos os dados, o programa calcula as coordenadas dos pontos do perfil correspondentes a cada uma das secções a ser estudadas pelo Método das Características

e, ainda, o ponto de funcionamento do sistema elevatório. É também indicada a velocidade média do escoamento e a perda de carga unitária na conduta.

Depois de terminada a simulação, são fornecidos os resultados, quer em forma numérica quer em forma gráfica. O gráfico relativo às envolventes de pressões é obtido através da Matriz "HH" produzida pelo programa – para a análise em estudo é o "output" mais importante fornecido. Esta matriz terá tantas colunas quantas as secções estudadas pelo Método das Características e tantas linhas quantos os instantes em estudo, decorrentes do tempo de simulação definido.

Para o caso de se pretender analisar e estudar a posição da fuga, à Matriz "HH" deve associar-se o vector de tempos – designado por "tmdc", onde estão definidos os instantes estudados pelo programa. Estes novos dados são posteriormente analisados através de uma análise por transformadas de FOURIER com o objectivo de determinar a posição da fuga, de acordo com o procedimento adiante desenvolvido.

4. APLICAÇÃO PRÁTICA

Para experimentar o programa desenvolvido, recorreu-se ao Sistema Elevatório de Vilar de Mouros que faz parte integrante do Subsistema de Abastecimento de Água de Cavada e que actualmente abastece parte do concelho Caminha (a parte Norte)..

Este sistema elevatório é principalmente caracterizado, no que para o presente estudo interessa, pelo seu grupo electrobomba e pela conduta elevatória subsequente. As características de ambos os elementos apresentam-se nos quadros 1 e 2.

Quadro 1 – Características Técnicas dos Grupos Electrbomba da Estação Elevatória de Vilar de Mouros (Fonte: AdML)

Grupos Electrobomba	
Potência mecânica	81.4 kW
Potência Eléctrica	110 kW
Velocidade de rotação	1450 rpm
Gama de caudais elevados	0~89 l/s
Gama de alturas elevadas (por impulsor)	21~38 m
Rendimento (η) bomba + motor	80%
Frequência Máxima	50 Hz

Quadro 2 – Características Técnicas da Conduta Elevatória de Vilar de Mouros (Fonte: AdML)

Conduta Elevatória	
Diâmetro Exterior e Interior	355 / 290.7 mm
Desnível geométrico	86.6 m
Extensão	1871.96 m
Pressão Nominal	PN16
Módulo de Elasticidade	1400 MPa
Rugosidade Equivalente	0,05 mm (estimada)
Inclinação Média	4.6 %

De referir que os grupos elevatórios estão interligados a sistemas de regulação de velocidade que, sobretudo no arranque e na paragem dos grupos elevatórios, controlam as rotações dos mesmos.

4.1 Experiências Realizadas

Com o pressuposto de, através de uma instalação real, calibrar e melhor demonstrar as funcionalidades do algoritmo e do programa de cálculo automático desenvolvido e introduzido em capítulo anterior, idealizaram-se e realizaram-se experiências em ambiente real com recurso à realização de ensaios no Sistema Elevatório de Vilar de Mouros.

O princípio básico que orientou tais ensaios consistiu na realização de experiências que permitissem a medição de pressões e de caudais em diferentes secções do circuito hidráulico e em duas situações distintas de ocorrência ou não de choque hidráulico e de existência ou não de uma fuga simulada. De forma sistemática podem resumir-se os ensaios efectuados do modo seguinte:

a) Ensaios, **sem existência de fuga**, nas situações de regime normal e de regime transitório após a ocorrência do fenómeno de choque hidráulico provocado pelo fecho de um ou dois grupos elevatórios;

b) Ensaios, **com a existência simulada de uma fuga,** nas situações de regime normal e de regime transitório devido à ocorrência de choque hidráulico provocado pelo fecho de um ou dois grupos elevatórios.

Assim e nesse sentido, foram escolhidas 6 (seis) secções do circuito hidráulico disponível, definidas conforme o quadro 3 e a Figura 2. A opção por estas secções deve-se, por um lado, ao facto de em todas elas ser possível a instalação rápida e fácil de medidores de pressão, à existência de possibilidade de ligação de energia eléctrica e, por outro e ainda, o facto de serem secções que representam com significado adequado o funcionamento dos fenómenos que se pretendem analisar.

Quadro 3 – Localização das Secções de Medição e de Simulação de Fuga

Localização das Secções de Medição e de Simulação de Fuga						
Secção	1	2	3	4	5	6
Distância aos Grupos Elevatórios (m)	-12	1	16	478	1501	1012
Local de Instalação	Conduta Elevatória	Conduta Elevatória	RAC	Ventosa	Conduta Elevatória	Descarga de Fundo
Tipo de Medição	Caudal	Pressão	Pressão	Pressão	Pressão	

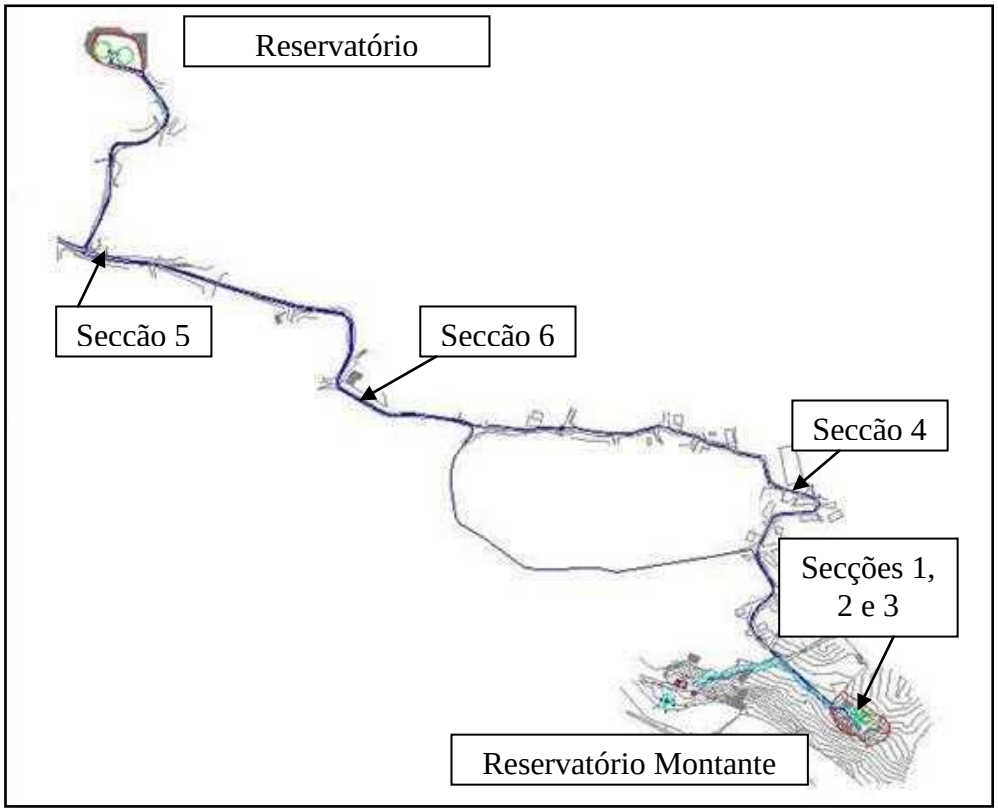


Figura 2 a) – Localização Esquemática das Secções de Medição (vista geral)

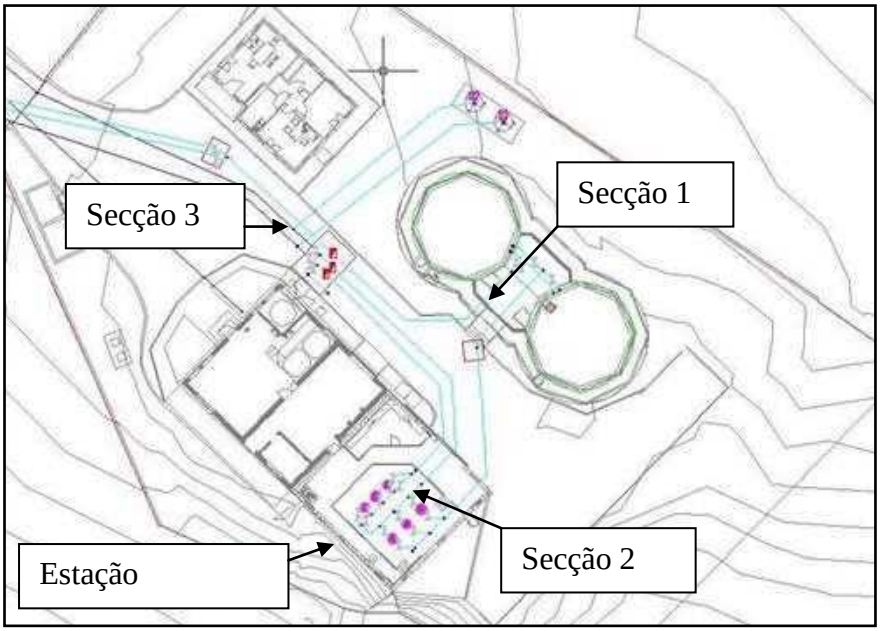


Figura 2 b) – Localização Esquemática das Secções de Medição (vista pormenor da Estação Elevatória)

Para a medição do caudal, aproveitou-se o medidor de caudal instalado nas secções 1 e 6 atrás definidas e que fazem parte da instalação em funcionamento normal, isto é, é o mesmo medidor que serve de controlo aos volumes elevados a partir da estação elevatória. Quanto à medição de pressões e à sua evolução temporal, foram instalados nas secções restantes e atrás citadas, transdutores de pressão

Considerando todo o conjunto de situações atrás descritas, a Figura 3 apresenta, para um exemplo de um dos ensaios realizados, todo o conjunto de resultados de pressões registadas. Dela se pode retirar, ainda que apenas qualitativamente, os diferentes efeitos verificados nas várias situações simuladas de funcionamento.

Nos subcapítulos seguintes, de modo mais explícito, apresentam-se e discutem-se os mesmos resultados analisados em cada uma das situações de simulação propostas e correspondente ao mesmo ensaio.

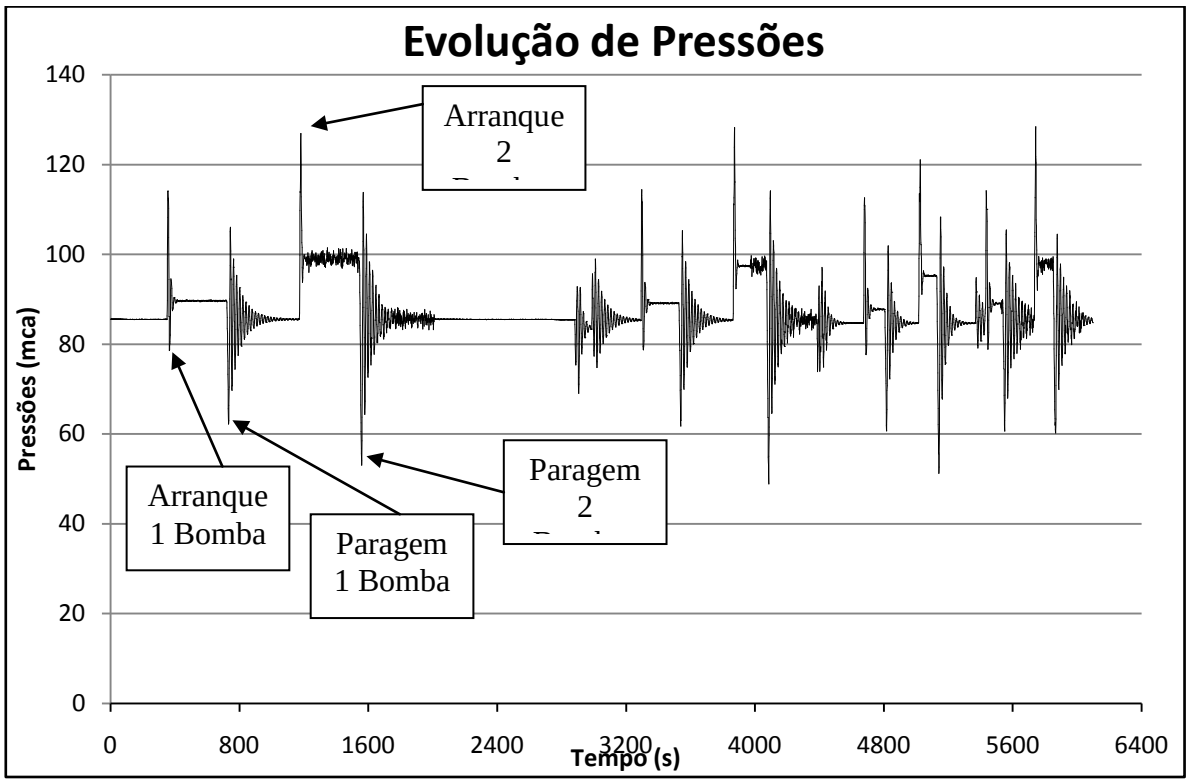


Figura 3 – Evolução de Pressões registadas ao longo de Ensaio Completo (secção 2)

4.1.1 RESULTADOS DAS EXPERIÊNCIAS REALIZADAS SEM FUGA

Para este tipo de experiência foram realizadas medições de caudal e de pressão nas secções já indicadas atrás e para as situações de exploração com um e dois grupos elevatórios, registando-se os efeitos resultantes da paragem do grupo elevatório devido à ocorrência do fenómeno de Choque Hidráulico.

Nas Figuras 4 e 5, são presentes a evolução do valor do caudal bombeado após a paragem do grupo elevatório ou dos grupos elevatórios consoante se está a analisar a situação de funcionamento com uma só bomba ou duas. Os registos foram realizados em intervalos sequenciais de 1 segundo.

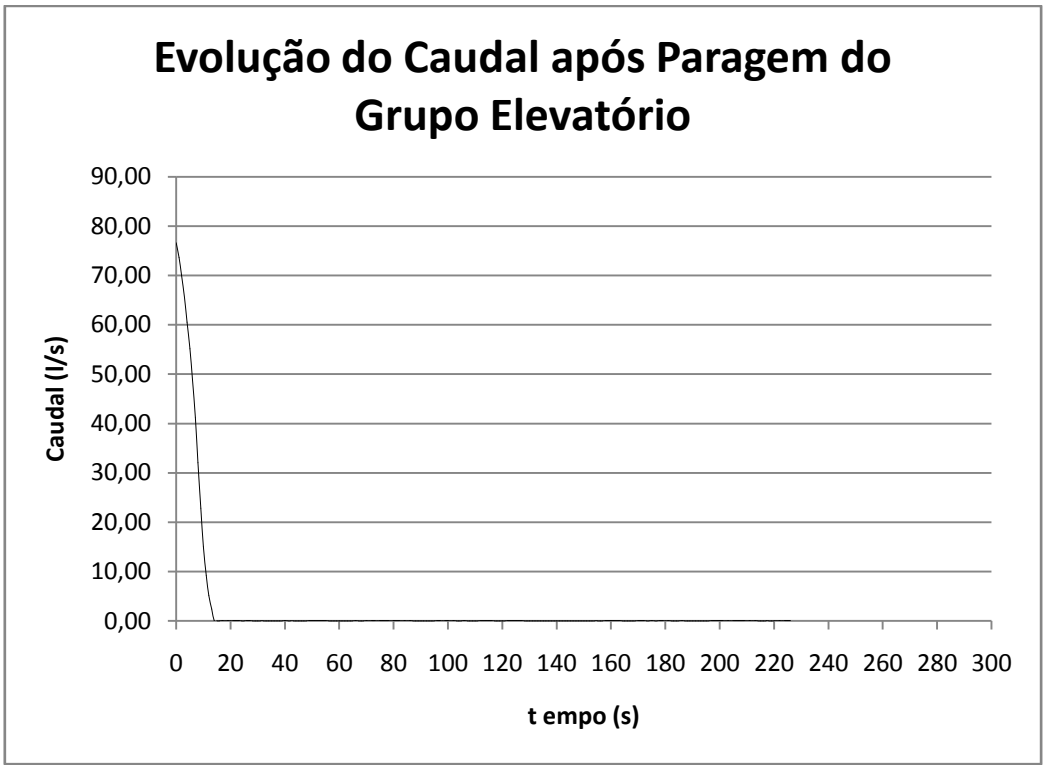


Figura 4 – Evolução do Caudal Bombeado após a paragem de um Grupo Elevatório

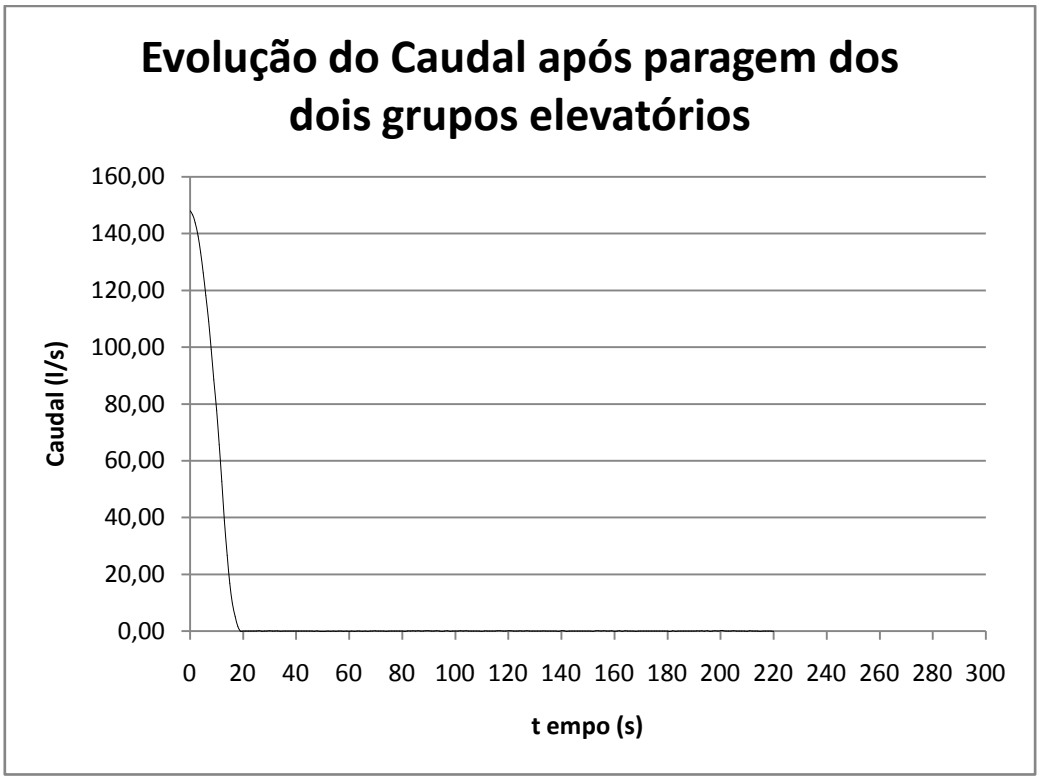


Figura 5 – Evolução do Caudal Bombeado após a paragem de dois Grupos Elevatórios

Os transdutores de pressão e respectivos registadores utilizados nas secções 2, 3, 4 e 5 tiveram como objectivo registar os valores de pressão para a posterior calibração do modelo matemático desenvolvido. Estes foram registados no mesmo intervalo de tempo utilizado para as medições de caudal, ou seja, 1 segundo.

Depois de executado o programa e de obtidos os resultados calculados pelo mesmo, procedeu-se à comparação de resultados entre os valores medidos e os valores obtidos pelo modelo matemático.

Nessa sequência, nas Figuras 6 a 10 são apresentadas as evoluções das pressões, quer as medidas durante a realização da experiência quer as calculadas pelo modelo matemático para as secções 2 a 5 estudadas.

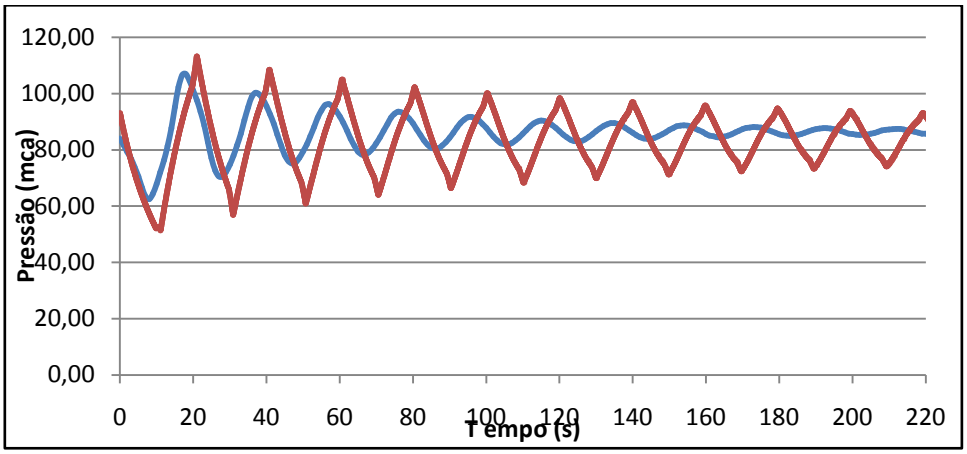


Figura 6 - Evolução de Pressões Medidas (a azul) e Calculadas pelo Modelo (a vermelho) - Secções 2 e 3 – após Paragem de um Grupo Elevatório

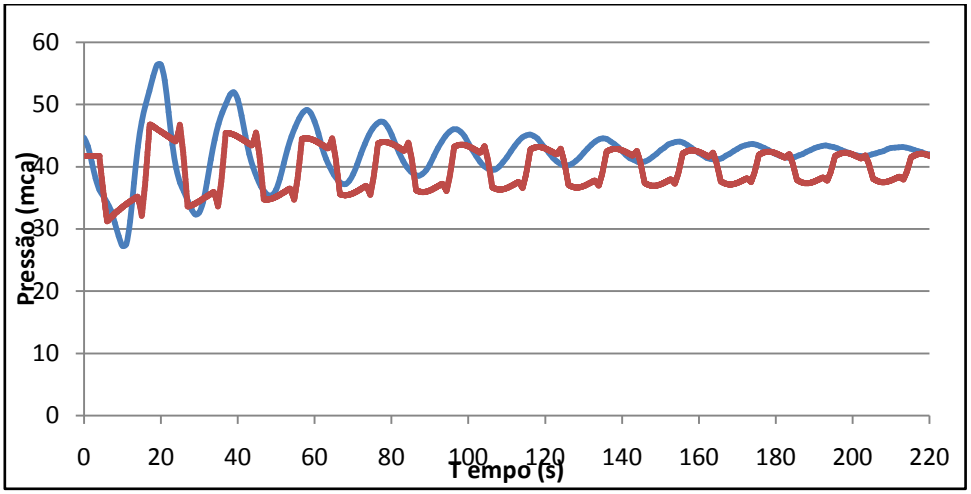


Figura 7 - Evolução de Pressões Medidas (a azul) e Calculadas pelo Modelo (a vermelho) – Secção 5 – após Paragem de um Grupo Elevatório

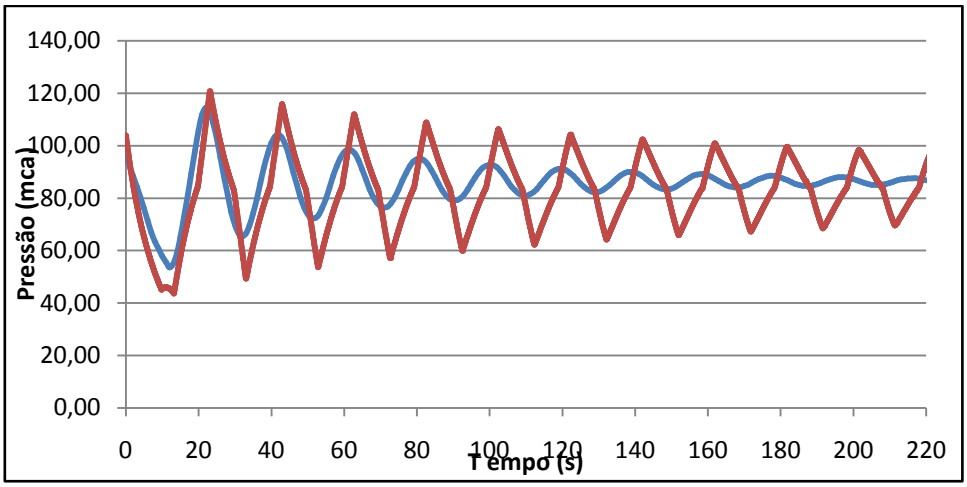


Figura 8 - Evolução de Pressões Medidas (a azul) e Calculadas pelo Modelo (a vermelho) – Secção 2 e 3 – após Paragem de dois Grupos Elevatórios

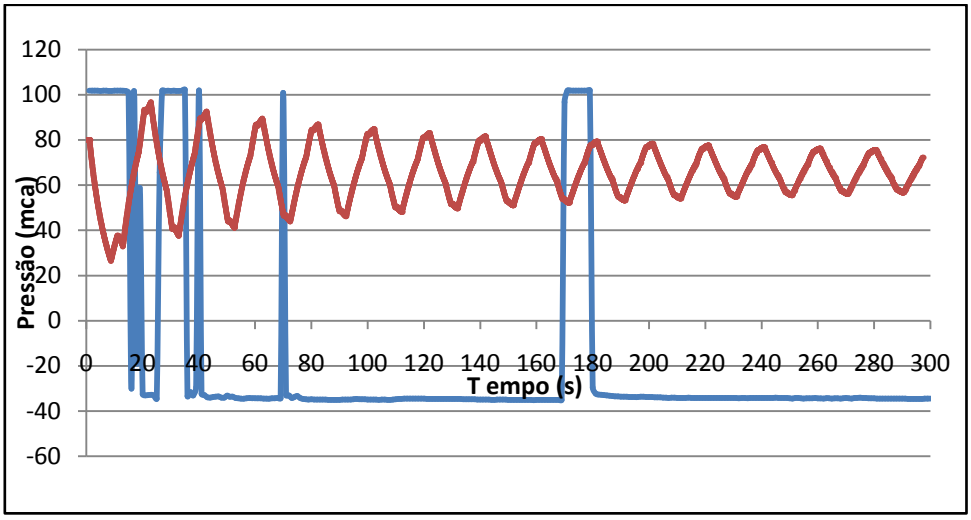


Figura 9 - Evolução de Pressões Medidas (a azul) e Calculadas pelo Modelo (a vermelho) – Secção 4 – após Paragem de dois Grupos Elevatórios

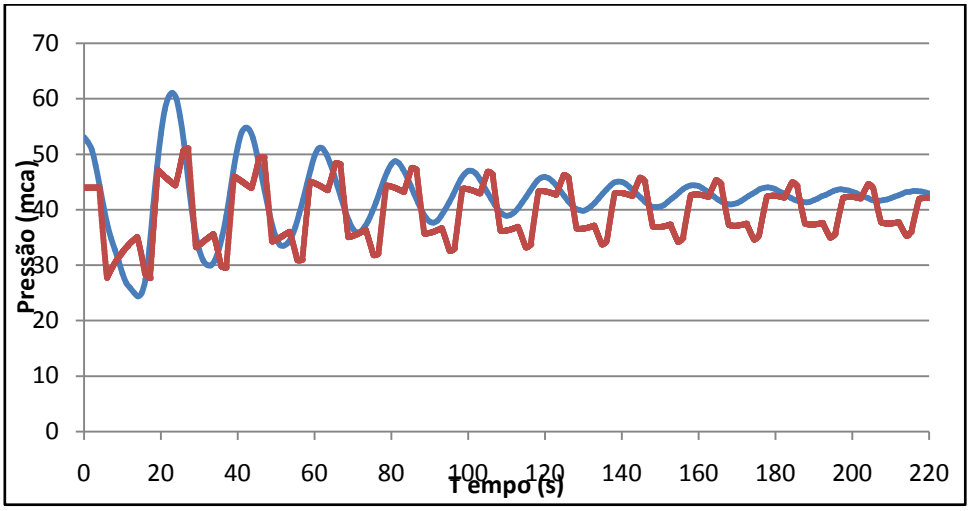


Figura 10 - Evolução de Pressões Medidas (a azul) e Calculadas pelo Modelo (a vermelho) – Secção 5 – após Paragem de dois Grupos Elevatórios

Numa primeira análise aos resultados expressos nestes gráficos, pode afirmar-se da inoportunidade na consideração da secção de medida junto da ventosa – a secção 4. Por isso, e face a este condicionalismo, foram abandonadas as medidas nesta secção.

Por outro lado e para as restantes secções, os gráficos em causa mostram uma relativa discrepância entre os valores medidos e os valores obtidos pelo modelo matemático para a secção em estudo. Com efeito, sobretudo os valores da variável pressão calculadas e medidas demonstram variações, sobretudo nos picos, de algum significado, sendo sempre superiores no caso do valor das pressões obtidas através do modelo matemático.

Este facto é interpretado como devendo ser originado, essencialmente, pela não adequada definição da lei de paragem do grupo electrobomba definida no Modelo Matemático. Na realidade, este modelo considera como Lei de Paragem uma lei teórica baseada nos princípios de redução da velocidade de rotação do motor da bomba de modo livre, isto é, como se a bomba existisse apenas como bomba. Ora acontece, e tal só foi conhecido aquando da realização prática dos ensaios, que o Sistema Elevatório em causa e em particular os grupos elevatórios, dispõem de dispositivos de arranque e paragem de índole eléctrica que, para maior segurança, aumentam o tempo de paragem dos grupos elevatórios traduzindo-se, portanto, em menores valores de pressões. Foi possível obter do fabricante e instalador dos órgãos de controlo a informação de que uma paragem pode atingir os 20s.

Noutro contexto verifica-se que a partir do instante aproximado de 100 segundos começa a haver uma discrepância temporal entre os picos. Supõe-se que este efeito tem a ver com a mesma questão anterior, pelo que é de concluir que tem de ser estudada mais exaustivamente a Lei de Paragem dos grupos elevatórios.

4.1.2 Resultados das Experiências Realizadas com Fuga

Para o estudo da possível ocorrência de uma fuga no sistema elevatório foram realizados seis ensaios: para uma fuga “pequena”, outra “média” e outra “grande” e para cada tipo de fuga nas situações de uma e duas bombas ligadas.

Para cada uma das situações foram registados os valores de pressão na secção 2 aquando da paragem dos grupos elevatórios. As diferentes respostas do sistema a esta situação estão presentes nas figuras 11 e 12 (para um e dois grupos elevatórios, respectivamente).

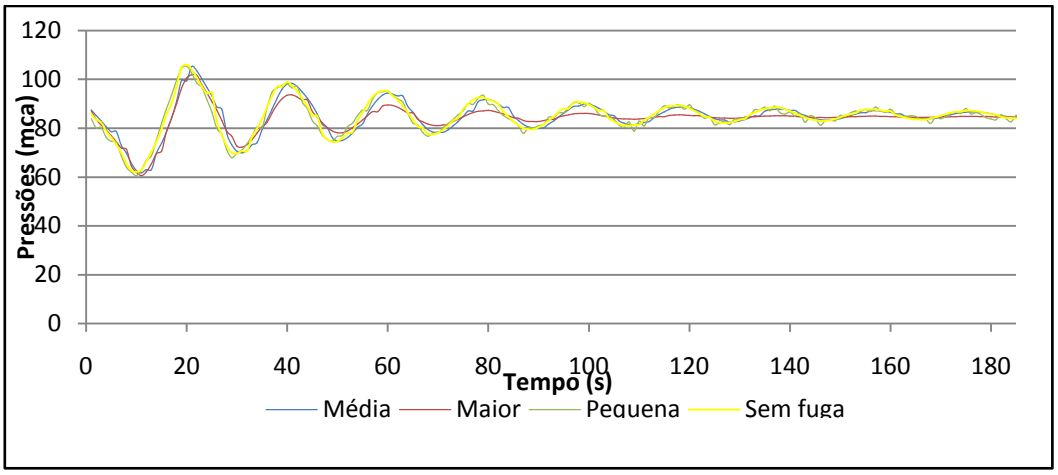


Figura 11 - Evolução de Pressões nas diferentes situações de fuga – Paragem de um Grupo Elevatório

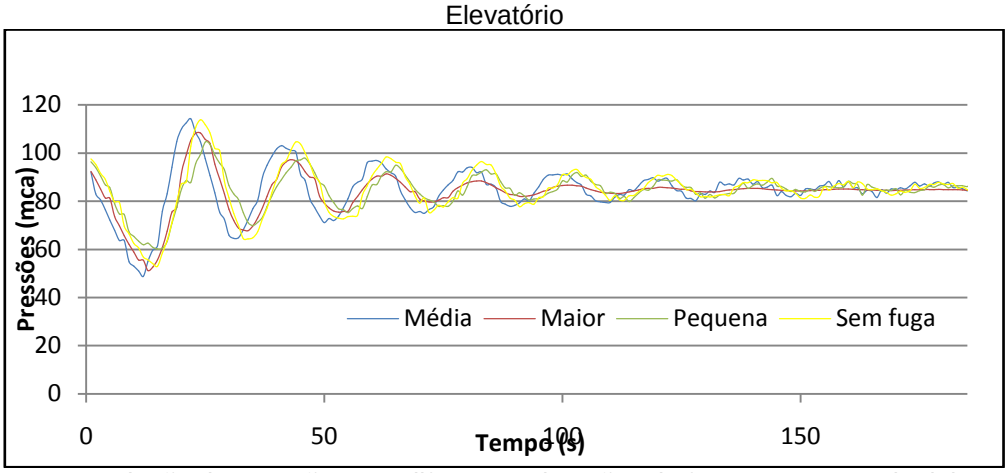


Figura 12 - Evolução de Pressões nas diferentes situações de fuga – Paragem de dois Grupos Elevatórios

Da análise destas Figuras é possível concluir que a flutuação de pressão é menos notória para o caso da fuga de maior caudal, como seria de esperar. E, também, que as flutuações máximas de pressão acontecem mais tarde, e notoriamente mais no caso de a instalação estar a funcionar com dois grupos elevatórios, para os casos das fugas menores.

Tal qual como na situação da inexistência de fuga, apresenta-se de seguida e de modo semelhante a análise das pressões nas secções 2, 3 e 5 da conduta, comparando os valores medidos aquando da ocorrência da menor das fugas simulada, e os valores simulados (com inclusão da fuga) pelo programa de cálculo – figuras 13 e 14.

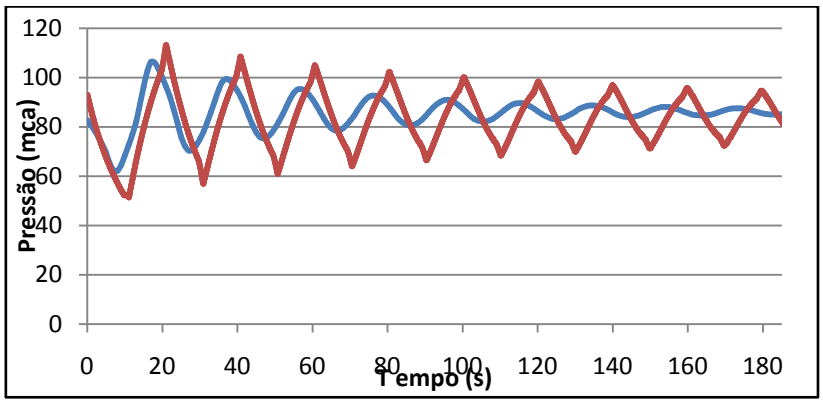


Figura 13 - Evolução de Pressões Medidas (a azul) e Calculadas pelo Modelo (a vermelho) – Secção 2 e 3 – após Paragem de um Grupo Elevatório, com simulação de Fuga

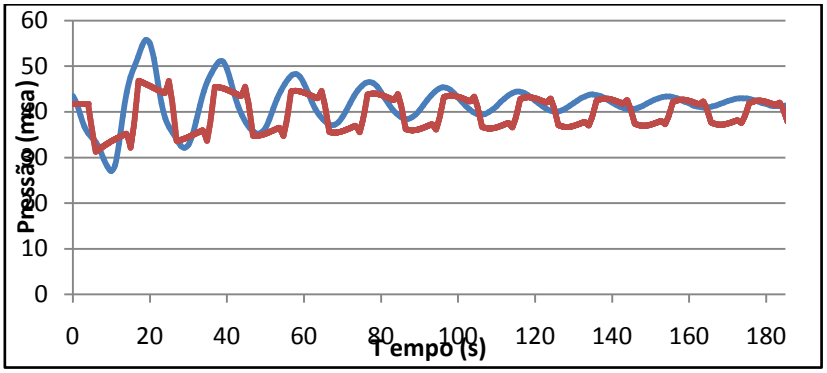


Figura 15 - Evolução de Pressões Medidas (a azul) e Calculadas pelo Modelo (a vermelho) – Secção 5 – após paragem de um Grupo Elevatório, com simulação de Fuga

Tal como para a situação simulada sem fuga de água, também nestes casos é possível observar uma disparidade entre os valores medidos e os valores simulados. As razões para se verificar tal situação são as mesmas que as definidas em 5.3.1 para a experiência sem fuga de água.

4.1.2.1 Localização da Fuga de Água

Face aos condicionalismos verificados nos resultados obtidos e que apenas dão indicação da existência de uma eventual fuga, importa conhecer, mesmo que não exactamente, a secção onde a mesma está a ocorrer.

Para tal recorreu-se ao procedimento desenvolvido por Covas, D. (1998), baseado na obtenção do espectro de energia correspondente às variações de altura piezométrica verificadas durante os ensaios. Este é calculado a partir da transformada de Fourier do sinal medido, utilizando as funções de análise de sinal da linguagem de programação Matlab®.

Esta análise baseia-se, para além de outros parâmetros que não têm particular interesse neste caso, na relação entre as frequências de oscilação das ondas de choque provocadas pelo fenómeno do choque hidráulico com o comprimento total da conduta e a distância desde o ponto onde se verifica a fuga até à fronteira onde se provoca a alteração do escoamento, neste caso o grupo elevatório.

Assim, detectada a frequência correspondente à oscilação provocada pela fuga, ter-se-á que a distância aproximada, X_n, entre a localização da fuga e a fronteira é dada por:

$$X_n = \frac{a}{4f_n}$$

em que f_n é a frequência da oscilação (T^{-1}) e a é a celeridade (LT^{-1}). Esta frequência é uma harmónica da oscilação principal provocada pelo choque hidráulico. O número dessa harmónica, NH_n, é dado por:

$$NH_n = \frac{4Lf_n}{a}$$

em que L é o comprimento total da conduta (L).

No ensaio em causa, para a situação de uma bomba a funcionar, foi simulada uma fuga na conduta realizada por intermédio de uma descarga de fundo localizada na secção 6 (a 1012 m da secção dos grupos elevatórios). Com base nos dados obtidos pelos registadores para a secção 2 da conduta, foi aplicada a transformada de Fourier ao período compreendido entre t = 0 s e t= 180 s, tendo sido obtido o espectro de energia apresentado na figura 16 a).

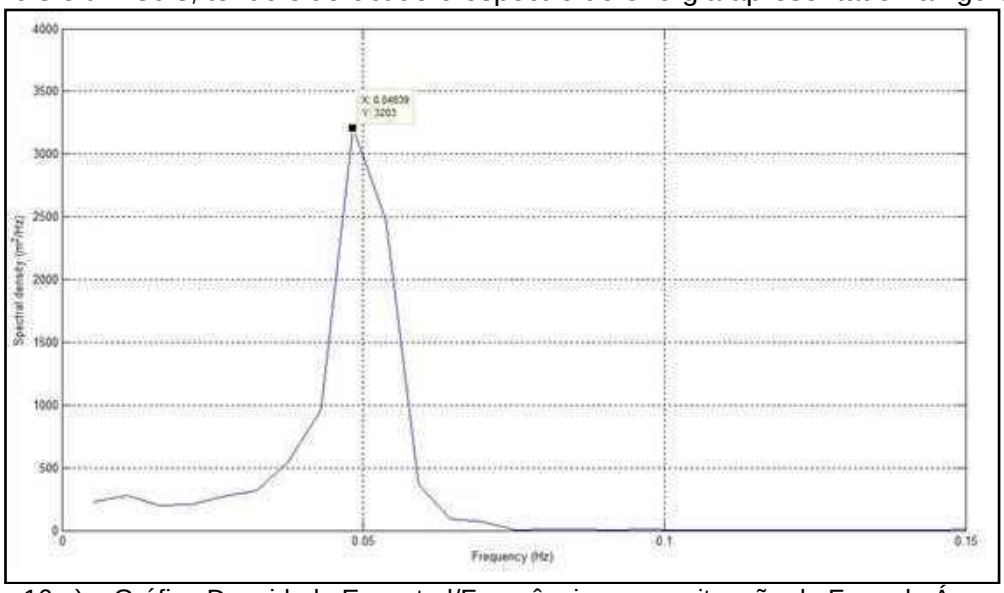


Figura 16 a) – Gráfico Densidade Espectral/Frequência para a situação de Fuga de Água após paragem de um Grupo Elevatório

Apesar de ser clara a harmónica fundamental (correspondente a uma frequência de 0.04839Hz), as restantes harmónicas apenas são detectáveis realizando uma reconfiguração das escalas do gráfico (para escala logarítmica) – figura 16 b).

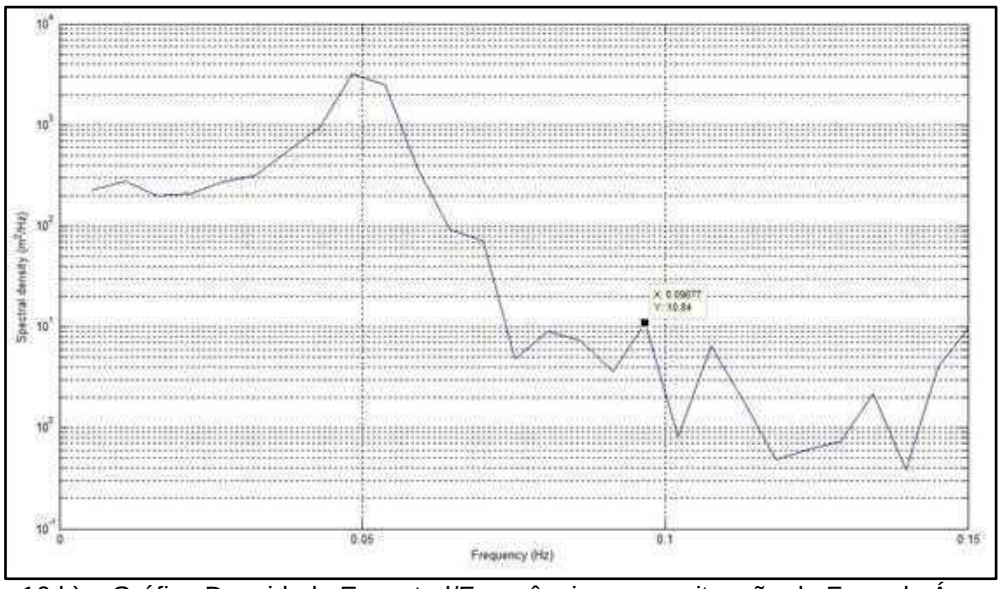


Figura 16 b) – Gráfico Densidade Espectral/Frequência para a situação de Fuga de Água após paragem de um Grupo Elevatório – escala logarítmica

É, então, notório que existe um novo "pico" no gráfico obtido para uma frequência de 0.09677 Hz, a que corresponde a 2ª Harmónica (pela expressão 5.1), valor que introduzido na expressão acima descrita, indica que a distância da fuga simulada aos grupos elevatórios, é de 981m, valor bastante aproximado ao real – aproximadamente 3% inferior.

É de salientar que eventuais erros de medição de pressões têm, obviamente, influência nos resultados e, nesta situação, a sensibilidade dos registadores pode revelar-se preponderante na localização mais precisa da fuga de água.

5. CONCLUSÕES

Neste estudo estudou-se a aplicabilidade do programa de cálculo a um exemplo de conduta elevatória. Por isso, pode afirmar-se, que o programa de cálculo carece de uma melhor afinação e calibração de modo a ser aplicável com mais segurança a qualquer outro sistema elevatório a ser estudado. Assim, dever-se-á, em futuras oportunidades, analisar mais sistemas elevatórios – de outras características que possibilitem ainda a utilização de mais secções de medição, aumentando assim a fiabilidade do modelo matemático a qualquer caso.

A discrepância entre os valores medidos e os valores calculados pelo programa de cálculo, pode ser explicada pela Lei de Paragem dos grupos elevatórios não estar a ser bem reproduzida no modelo e ainda pelo facto de as perdas de carga estarem a ser determinadas analiticamente por um modelo que eventualmente, não se coaduna totalmente com o sistema elevatório em estudo. Assim, sugere-se que em futuros aperfeiçoamentos deste trabalho se faça uma aferição de qual a lei mais adequada para tradução das perdas de carga desenvolvidas. Estes dois aspectos constituem, assim, duas oportunidades de melhoria com vista a uma melhor compreensão do modelo e de uma melhor adequação aos casos concretos.

A localização de uma fuga simulada à custa da obtenção do Espectro de Energia do escoamento obtido a partir das Transformadas de Fourier do escoamento, permitiu concluir da necessidade em explorar ainda mais esta situação. Embora os resultados tenham sido

encorajadores, a dificuldade em visualizar e individualizar as harmónicas a seguir à principal obriga a ponderar em muito a correspondente exactidão desta situação.

Convém ainda realçar o facto de se entender que o presente estudo ter ficado um pouco aquém dos objectivos – eventualmente ambiciosos – pretendidos. Com efeito, a ideia inicial era mesmo de obter conclusões, se possível irrefutáveis e sólidas. Tal não foi totalmente conseguido. Como razões principais salientam-se as dificuldades de tempo e de meios na realização dos ensaios experimentais e, talvez, o curto tempo disponível. Contudo, fica a certeza que se realizou um passo em frente possibilitando a abertura de outros desenvolvimentos futuros.

Dado que o presente estudo sobre condutas elevatórias já conheceu similares aplicações ao caso de condutas gravíticas em que se obteve resultados considerados satisfatórios, coloca-se a possibilidade de simular essa mesma situação invertendo o sentido do escoamento, isto é, obrigando a conduta elevatória a funcionar como gravítica, possibilitando que o reservatório de montante passasse a funcionar como o reservatório de jusante e vice-versa. Assim, estar-se-ia na presença de um sistema adutor gravítico, em que o estudo e a detecção de fugas se tem mostrado mais eficiente do que em sistemas elevatórios.

BIBLIOGRAFIA

Novais Barbosa, J. (1985). *Mecânica dos Fluidos e Hidráulica Geral, Volume 1 e 2*. Porto Editora, Porto.

Farley, M., Trow, T. (2003). *Losses in water distribution networks*, IWA Publishing,

Covas, D., (1998). *Detecção e Localização de Fugas em Redes de Distribuição de Água. Método da Análise Hidrodinâmica.* Dissertação para a obtenção de Grau de Mestre em Hidráulica e Recursos Hídricos, Universidade Técnica de Lisboa – Instituto Superior Técnico

Pacheco Figueiredo, M. M. (1990). *Choque Hidráulico em Condutas Elevatórias. Protecção com Reservatórios de Ar Comprimido.* Trabalho de síntese para Provas de Aptidão Pedagógica. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Coelho, S., Loureiro, D., Alegre, H. (2006). *Modelação e Análise de Sistemas de Abastecimento de Água – Série Guias Técnicos*. Instituto Regulador de Águas e Resíduos. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Almeida, B., Martins, S. (1999). Controlo Hidráulico – Operacional de Sistemas Adutores. Minerva do Comércio, Lisboa.

Pacheco Figueiredo, M. M. (2007). *Escoamentos Variáveis em Pressão*. Apontamentos da disciplina de Sistemas de Abastecimento de Água do ano lectivo 2007/2008, 5º Ano da opção de Hidráulica do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia

Camargo, L. (1991). *O golpe de aríete em condutos. Análise pelo Método das Características.* XVI Encontro de Engenheiros de Assistência Técnica. 7-11 de Outubro de 1991, Joiville/SC.

Análise económica de óleos e gorduras extraídas de águas residuais para aplicar na produção de biodiesel

Carlos, SILVA (1), Lisete EPIFÂNEO (1),(3), Ana M. BARREIROS (1), Ana M.T.MATA (1), João P. NORONHA (2), Ricardo, SALGADO (1),(2)

(1)ESTS-IPS – Escola Superior de Tecnologia de Setúbal do Instituto Politécnico de Setúbal, Rua Vale de Chaves, Campus do IPS, Estefanilha, 2910-761 Setúbal, Portugal, ricardo.salgado@estsetubal.ips.pt
(2)REQUIMTE/CQFB, Departamento de Química, FCT, Universidade Nova de Lisboa, 2829-516 Caparica, Portugal.
(3)SIMARSUL, S.A., Av. Luísa Todi, 300 – 3º, 2900-452 Setúbal, Portugal.

Palavras-chave: análise económica; esgoto; extracção; óleos e gorduras; produção de biodiesel

Resumo/sumário

A produção de biodiesel com recurso a óleo vegetal ou animal é uma prática relativamente comum. No entanto, importa procurar outras fontes de matéria-prima para a produção de biodiesel, tendo-se explorado no presente caso a utilização de óleos provenientes de separadores óleo/água, designadamente de processo de separação de gorduras nas estações de tratamento de águas residuais urbanas (ETAR) e industriais (ETARI) e dos separadores de gordura do esgoto de supermercados, nomeadamente de grandes supermercados (GS). O processo de extracção do óleo e gorduras de ETAR e GS foi previamente testado em amostras com diferentes técnicas de extracção. Foram realizadas várias experiências de extracção com *n*-Hexano usando 2 processos de extracção contínua e extracção descontínua com ultra-sons. Para a presente análise, com o objectivo de avaliar em termos económicos a produção de biodiesel utilizando as matérias-primas em apreço, foram utilizados 10 ETAR e 7 GS. Analisando-se as quantidades de óleos e gorduras produzidas nas instalações em estudo, regista-se que a variabilidade deste quantitativo varia de acordo com a capacidade de tratamento da ETAR e a dimensão GS. As quantidades de gordura e inertes recolhidas nas infra-estruturas em análise variaram, em 2009, de 4-162 t/ano nas ETAR e de 3-16 t/ano nos GS. A combinação destes resultados com o balanço económico permite estabelecer os custos associados à preparação de óleos e gorduras provenientes de ETAR e GS. Os óleos e gorduras recolhidos nas estações de tratamento de águas residuais e dos separadores de esgoto dos grandes supermercados devem ser sujeitos a um pré-tratamento para se tornarem compatíveis com técnicas de produção biodiesel actuais em catálise ácida ou básica.

1. Introdução

Em Portugal, as empresas de produção de biodiesel a partir de óleos de fritura utilizados nas indústrias de restauração, encontram algumas dificuldades em conseguir matéria-prima suficiente para a sua produção face às quotas atribuídas. Torna-se necessário encontrar outras fontes compatíveis com processo de produção actualmente implementado. O Decreto-Lei n.º 49/2009, de 26 de Fevereiro veio obrigar ao cumprimento de metas de incorporação de biocombustíveis gasóleo rodoviário, tendo definido para 2009 e 2010, 6 e 10%, respectivamente, em volume, do total de gasóleo rodoviário introduzido no consumo no território nacional português. Neste sentido, a Directiva n.o 2003/30/CE, do Parlamento Europeu e do Conselho, de 8 de Maio, relativa à promoção da utilização de biocombustíveis ou de outros combustíveis renováveis nos transportes, refere ainda a necessidade de substituição de 20% dos combustíveis convencionais, em particular dos derivados do petróleo, usados no sector dos transportes rodoviários, por combustíveis alternativos até 2020. O aumento da necessidade de produção de biodiesel vem deste modo aumentar a necessidade de procura de novas matérias-primas. Os óleos e gorduras são uma fracção residual do tratamento de águas residuais urbanas em ETAR e de outros separadores de gorduras, como acontece nos grandes supermercados (GS). Nas ETAR as gorduras são normalmente separadas na etapa de pré-tratamento, em desengorduradores, instalados a jusante da gradagem. Esta fracção separada contém não só óleo e gorduras, mas também alguma água residual e material inerte, as quais não são desejáveis no processo de produção de biodiesel. Actualmente, as soluções de tratamentos aplicadas aos óleos e gorduras provenientes de separadores óleo/água em ETAR, normalmente por sistemas de flotação, são o encaminhamento para destino final, designadamente a deposição em aterro sanitário ou compostagem, precedido ou não de uma etapa de concentração, ou em alternativa a incorporação na linha de tratamento, na fase líquida, sendo nesse caso precedido de hidrólise e/ou digestão aeróbia, ou o encaminhamento para a linha de tratamento da fase sólida, nomeadamente para a digestão anaeróbia de lamas. As soluções referidas, com excepção da incorporação dos óleos e gorduras na digestão anaeróbia, apresentam custos económicos associados com alguma relevância, nos quais se incluem custos de transporte, energia (transporte e arejamento), mão-de-obra e destino final. Relativamente à incorporação dos óleos e gorduras na Linha de tratamento da fase sólida, embora os custos económicos possam ser relativamente reduzidos, e no caso de

aproveitamento energético associado a esta etapa de tratamento, possa mesmo existir um contributo positivo na produção de biogás, pode também existir algumas desvantagens associadas á exploração desta etapa de tratamento, nomeadamente o aumento da formação de crostas, dificuldades no transporte (entupimentos, etc.), entre outras.

Uma outra fonte importante de óleo e gorduras pode ser obtida nos processos de separação instalados nos esgotos dos grandes supermercados (GS). No caso do GS também é comum, no âmbito da gestão deste resíduo, o envio para aterro sanitário.

O estudo de avaliação do potencial destes resíduos como matéria-prima para a produção de biodiesel identificou a necessidade de avaliar a implantação de um pré-tratamento de extracção com solventes para remover a gordura de outro material inerte, após remoção do seu conteúdo em água.

Neste âmbito, foram estudados 3 processos de extracção com *n*-hexano: extracção continua a 69 ºC; extracção contínua à temperatura de 45 ºC; extracção descontínua com ultra-sons. Previamente ao processo de extracção as amostras provenientes de ETAR foram sujeitas a secagem e os óleos e gorduras provenientes do GS foram sujeitos a uma separação do óleo dos inertes e água residual através de centrifugação.

A produção de biodiesel propriamente dita é o resultado da reacção de transesterificação, para produção de esteres metílicos de ácidos gordos, com recurso a uma mistura com um álcool, no presente caso foi o metanol, e de um catalisador.

Com os extractos de óleo proveniente das ETAR foi produzido biodiesel em catálise ácida (Mondala *et al.*, 2009) e com os extractos de óleo dos GS, a produção de biodiesel foi concretizada através de catálise básica (Kondamudi, *et al.*, 2009). As características de um biodiesel estão definidas em normas, nomeadamente na Norma Europeia EN 14214. Dos vários parâmetros que caracterizam um biodiesel destaca-se o índice de acidez e a concentração de gordos de ésteres metílicos (Wang *et al.*, 2006). O controlo da reacção de transesterificação de produção de biodiesel, no presente estudo, foi, por isso realizada através do índice de acidez e determinação dos ácidos gordos de ésteres metílicos após produção de biodiesel. Nos casos em estudo e com objectivo de tornar a amostra mais fluida foi também adicionado à mistura, *n*-hexano. Com base nos resultados obtidos nas diferentes técnicas e extracção e produção de biodiesel foi possível estabelecer a análise económica prévia para avaliar da eventual viabilidade técnica e económica de se utilizar esta fonte de matéria-prima na produção de biodiesel a nível industrial e sugerir uma outra solução para tratamento e valorização deste resíduo das ETAR e GS tal como realizado em estudos semelhantes utilizando óleo soja (Haas *et al.*, 2006; You *et al.*, 2008) como matéria-

prima. Importa para além dos benefícios ambientais associados à solução, evidenciar a componente económica da sua implementação. No entanto, e face ao carácter inovador das soluções em análise, entende-se a análise económica como uma avaliação preliminar.

2. Materiais e métodos

2.1 Caracterização da fonte da matéria-prima

As ETAR de onde provêm as amostras de óleos e gorduras utilizadas no presente estudo têm o tratamento da fase líquida baseada em sistemas de lamas activadas, á excepção da ETAR 8 cujo tratamento biológica das águas é assegurado por processo de biomassa fixa. Com excepção da ETAR 5, todas incluem uma etapa específica de separação de Óleos e Gorduras, com recurso a processos de flotação. Embora as ETAR apresentem o mesmo processo base, apresentam eficiências distintas e principalmente qualidades distintas dos óleos e gorduras obtidos. O destino da fracção removida nos separadores óleo/água são também distintos de ETAR para ETAR, estando relacionados com as alternativas existentes dentro da própria ETAR para assegurar o tratamento da fracção de óleos e gorduras ao nível da linha de tratamento da fase líquida e/ou da linha de tratamento da fase sólida. Na Tabela 1 apresenta-se uma caracterização dos processos de separação óleo/água em cada ETAR, o destino da fracção separada, assim como a dimensão das ETAR em causa com base no caudal de dimensionamento das infra-estruturas.

Tabela 1. Características das ETAR

ETAR	Qdim (m^3d^{-1})	Qmd (2009) (m^3d^{-1})	Processo de Separação de Óleos e Gorduras	Destino final dos Óleos e Gorduras
1	27900	13879	Desarenador/Desengordurador rectangular com injecção de ar A fracção removida é encaminhada a um concentrador	Aterro Sanitário
2	3360	686	Desarenador/Desengordurador rectangular com injecção de ar	Compostagem
3	4550	2250	Desarenador/Desengordurador circular com injecção de ar	Mistura no reactor de Lamas Activadas após digestão aeróbia de gorduras (hidrólise e oxidação)
4	10000	5700	Desarenador/Desengordurador rectangular com injecção de ar	Mistura no reactor de Lamas Activadas após digestão aeróbia de gorduras (hidrólise e oxidação)
5	3600	3000	Fracção de sobrenadantes recolhida na lagoa de equalização e no tratamento primário.	Aterro Sanitário
6	7650	4000	Desarenador/Desengordurador compacto com injecção de ar	Mistura no reactor de Lamas Activadas após digestão aeróbia de gorduras
7	5890	2551	Desarenador/Desengordurador compacto com injecção de ar	Digestão Anaeróbia de Lamas
8	6000	2825	Desengordurador com injecção de are m órgão de tratamento específico (Desadeg®). A fracção removida é encaminhada a um concentrador.	Compostagem
9	9500	800	Desarenador/Desengordurador circular com injecção de ar	Tanque de homogeneização de Lamas
10	11500	3136	Desengordurador em unidade compacta, sedimentação e com sistema de injecção de ar	Mistura no reactor de Lamas Activadas após digestão aeróbia de gorduras

Qmd - caudal médio diário, Qdim – caudal de dimensionamento

No que respeita aos supermercados, de acordo com a legislação portuguesa (Decreto-Lei nº 21/2009, de 19 de Janeiro) estabelecem-se diferenças entre os supermercados com base na sua área de venda, conforme se resume na Tabela 2.

Neste estudo apenas foram considerados Grandes Supermercados (GS).

Tabela 2. Classificação dos supermercados de acordo com as áreas

Área de venda (m^2)	Classificação
< 400	Pequeno Supermercado
> 400 e < 2000	Grande Supermercado (GS)
> 2000	Hipermercado

As amostras das ETAR e GS foram recolhidas em sacos de plástico (PET) no caso de amostras sólidas e em garrafas (PET) no caso de amostras líquidas. Todas as amostras

foram preservadas a +4ºC em sacos isotérmicos durante transporte para laboratório. Nas amostras recolhidas nas ETAR foi feita a determinação do teor de água através de secagem em estufa a 100 ºC e nos GS por centrifugação do óleo da água residual. As amostras secas das ETAR foram sujeitas a 3 diferentes técnicas de extracção e o óleo resultante da centrifugação (10000 rpm, 5 min) foi utilizado directamente na produção de biodiesel.

2.2 Estudo das técnicas extracção de óleos e gorduras das ETAR

Foram estudadas 3 técnicas de extracção dos óleos e gorduras: 1- Extracções com sistema contínuo à temperatura de 69 ºC; 2 - Extracções com sistema contínuo à temperatura 45ºC com recirculação do solvente com bomba; 3 - Extracções em descontínuo com ultra-sons à temperatura de 35 – 50 ºC

Na primeira técnica, as amostras secas foram colocadas em cartuchos de extracção de celulose (30 d.i. x 100 mm) (Filtros Anoia, Barcelona, Spain) e colocados num sistema contínuo de extracção com *n*-Hexano numa proporção de 1:4, em massa, amostra: solvente. O processo de extracção realizou-se durante 3 h. Durante este período foi registado o nº de ciclos de extracção.

Na segunda técnica, as amostras secas foram colocados no cartucho (30 i.d. x 100 mm) (Filtros Anoia, Barcelona, Spain) com *n*-Hexano numa proporção de 1:6, em massa, amostra: solvente, durante 1,5 h. O caudal de recirculação da bomba foi de 0,41-0,61 $mL.min^{-1}$. Para facilitar a extracção, o processo foi realizado a 45 ºC.

Na terceira técnica, as amostras foram colocadas num meio filtrante de 0,1-1mm de porosidade e mergulhado em *n*-Hexano numa proporção de 1:4, em massa, amostra: solvente, e exposto a ultra-sons (48 kHz) durante 30 min; a temperatura utilizada variou entre 35 a 50 ºC devido ao aquecimento promovido pela exposição aos ultra-sons. Em todas as técnicas de extracção estudadas, no final, o solvente foi recuperado por destilação a pressão reduzida e o extracto de óleos e gordura concentrado, tendo sido quantificada a gordura extraída.

2.3 Estudo da reacção de produção de biodiesel

O biodiesel é produzido através de uma reacção química, transesterificação dos ácidos gordos, com metanol na presença de um catalisador para produzir ésteres metílicos de ácidos gordos e glicerina. A selecção do processo de catálise para produção de biodiesel foi

feita com base na determinação do índice de acidez dos extractos de óleos e gorduras da ETAR e óleos dos GS e segundo método ASTM D 6751-08. Para o caso das amostras de extractos de óleos e gorduras da ETAR em que o índice de acidez da matéria-prima é superior a 1 mg $KOH.g^{-1}$ de amostra, a catálise ácida foi utilizada. Para a produção de biodiesel a partir dos extractos de óleos e gorduras da ETAR foi feita diluição na proporção de 1:5 em massa em *n*-Hexano, e adicionado 1 mL de ácido sulfúrico concentrado (H_2SO_4 96% p.a., d=1,834) e 10 a 15 mL de metanol, com um tempo de reacção 10 min a uma temperatura de 55 – 60 ºC. Para o caso das amostras de óleo dos GS em que índice de acidez da amostra é inferior a 1 mg $KOH.g^{-1}$ de amostra, foi aplicada a catálise básica. A 100 g de amostra óleo dos GS, adicionou-se 1,5 g de NaOH e 35 mL de metanol. O tempo de reacção é de 10 min a uma temperatura de 55 – 60 ºC. Após este período de reacção de transesterificação, transferiu-se para um sistema de decantação para fazer separação do biodiesel da glicerina durante 48 h. No final da decantação mediram-se as quantidades de biodiesel e glicerina. No biodiesel produzido foi feita sua caracterização através da análise dos parâmetros: índice de acidez, viscosidade, densidade e conteúdo de ácidos gordos de ésteres metílicos de acordo com Norma Europeia EN 14214.

2.6 Análise económica

Na análise económica realizada, e no que respeita aos actuais custos de gestão dos óleos e gorduras em ETAR, consideraram-se apenas os custos associados a soluções de tratamento e/ou destino final fora da ETAR, incluindo os custos de transporte. Embora existam técnicas de tratamento incorporadas na própria ETAR que podem permitir custos de exploração mais reduzidos, com especial atenção à incorporação na digestão anaeróbia associada à valorização de biogás, considerou-se que face a algumas desvantagens associadas a este processo, o envio de óleos e gorduras como destino à sua valorização como matéria-prima à produção de biodiesel, atendendo também às vantagens ambientais da solução, seria equacionável na gestão da ETAR quando os custos fossem iguais ou inferiores aos valores actualmente praticados para gestão do resíduo fora da ETAR. Deste modo considerou-se para o custo de transporte e destino final, 36€/t e 79 €/t, respectivamente (valores de 2010).

Para análise económica do processo desenvolvido neste trabalho foram consideradas três etapas: Remoção de água residual da matéria-prima; extracção com *n*-Hexano em diferentes condições de extracção e produção de biodiesel em catálise ácida e básica. Na Tabela 3 apresenta-se os custos unitários utilizados na base do estudo económico.

Tabela 3. Estudo Económico - Custos de operação

Item	Custo unitário
Transporte	36 €/t
Deposição em aterro	79 €/t
Matéria prima para produção de biodiesel e serviços industriais	
Óleos e gorduras	-
Metanol	300 €/t
n-Hexano	600 €/t
Hidróxido de sódio	450 €/t
Ácido sulfúrico 96%	400 €/t
Electricidade	0,095 €/kWh
Água processo	0,353 €/m^3

Para esta análise considerou-se preço médio de venda de biodiesel 0,86 €/L.

3. Resultados e discussão

3.1 Caracterização da matéria-prima

A caracterização dos óleos e gorduras teve por base amostras recolhidas em 10 ETAR e 7 amostra de separadores óleo/água de GS, conforme referido no ponto 2.1. Para além da recolha das amostras, foram caracterizadas as quantidades de óleos e gorduras produzidas no ano de 2009, quantidades totais removidas nos separadores óleo/água nas ETAR e nos GS.

Da análise inicial do material resultante dos desengorduradores das ETAR regista-se que os mesmos apresentam teores de água elevados e bastante variáveis, em comparação com as amostras provenientes dos separadores óleo/água dos GS cujos valores médios se situam em 37%. A Figura 1 representa, para as amostras provenientes das ETAR, e para a quantidade anual removida nos separadores, a fracção de material sólido húmido e a fracção de água.

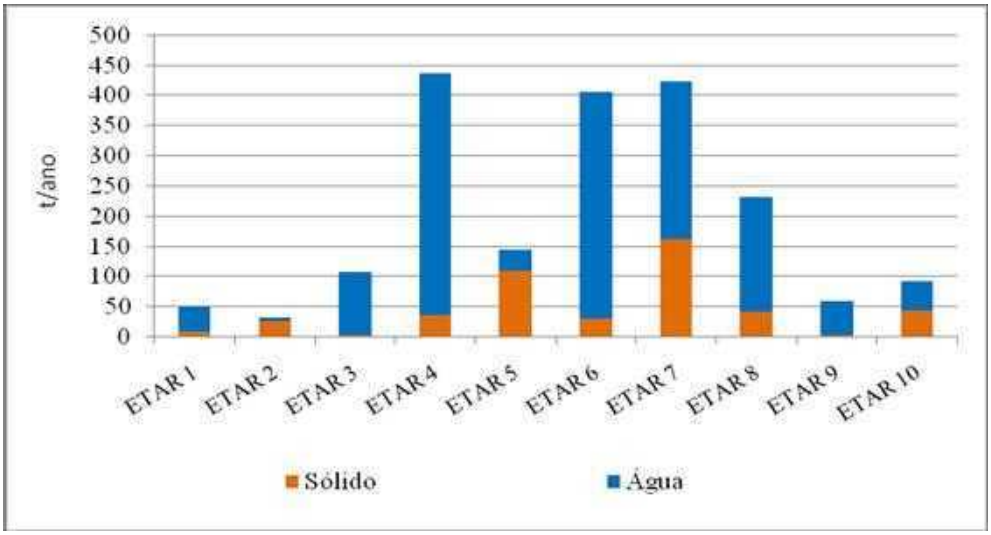


Figura 1. Quantidade total de sólidos e água removidos no separador de gordura ETAR

A quantidade total de água associada à fracção removida em alguns separadores é muito elevada, registando-se os maiores valores nas ETAR 3, 4, 6 e 7. Registe-se que nas ETAR 6 e 7, os desengorduradores são unidades compactas gradagem/desarenação/ desengorduramento. No caso das ETAR 3 e 4 os óleos e gorduras obtidos no desengordurador actualmente alimentam uma etapa de tratamento de gorduras, constituída por hidrólise e digestão aeróbia. Atendendo á necessidade de alimentação dos reactores afectos à etapa de tratamento de gorduras, com recurso a grupos de bombagem, pretende-se em termos de exploração da ETAR que os óleos e gorduras apresentem uma consistência que facilite o processo de transporte, pelo que as quantidades de água actuais, nestes casos, deverão ser analisadas de forma indicativa.

O teor de humidade apresenta-se como mais desvantajoso sempre que as gorduras removidas são enviadas para destino final, associado não só aos custos de transporte, mas também ao próprio o destino final (e.g. aterro sanitário – uma vez que existem limitações ao teor de humidade dos resíduos a depositar em aterro).

Quando analisada a quantidade de óleos e gorduras associada á fracção sólida, depois de removida a fracção de água, regista-se valores ainda significativos, em praticamente todas as ETAR (vd. Figura 2). Nestas amostras a fracção média de inertes é de 35%, sendo as ETAR 3, 6. 7 e 9 as que apresentam maior quantidade de inerte. No caso das amostras provenientes dos GS, verifica-se que a fracção de inertes no resíduo seco é, contudo, bastante mais reduzida, apresentando uma fracção média de inertes inferior a 15%.

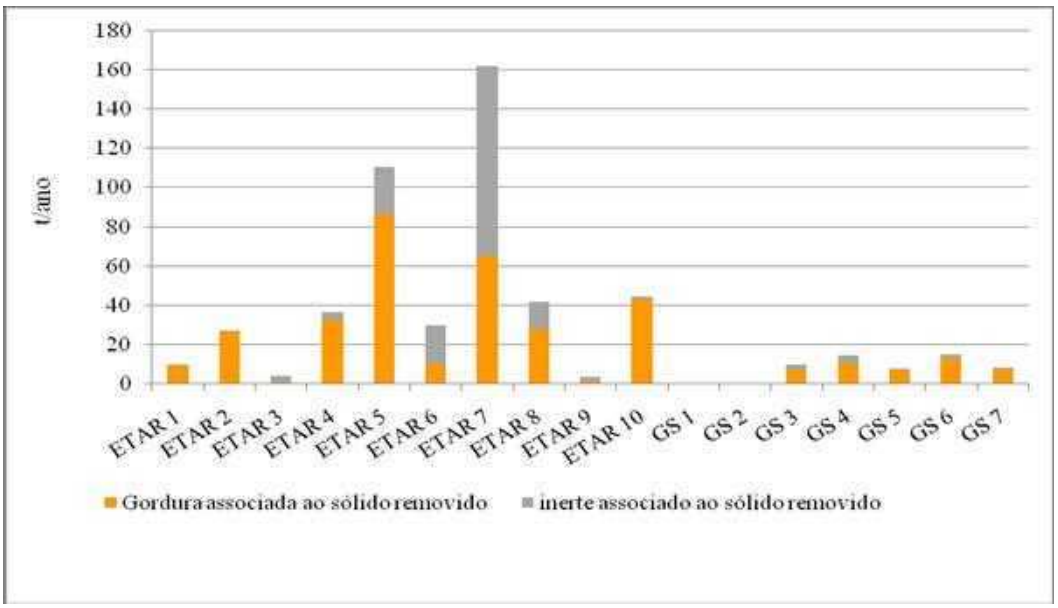


Figura 2. Quantidade de gordura e inerte associada ao sólido seco em cada ETAR e GS

Da análise da composição do resíduo, regista-se a necessidade de proceder à extracção do óleo, nos casos em que este provém de ETAR. A tecnologia proposta neste trabalho para pré-tratamento desta fracção removida dos separadores de gordura envolve, após a separação da fracção líquida, a extracção com solvente (*n*-Hexano).

De entre as 10 ETAR e 7 GS, estudados, verifica-se que após remoção da fracção água, cerca de 67% do material sólido removido nos separadores é óleo e gordura com potencial para produzir biodiesel e apenas 33% são inertes, conforme se resume na Tabela 4.

Tabela 4. Quantidade total de sólido, gordura e inertes nas ETAR e GS estudadas

	Quantidade total sólido seco (t/ano)	Quantidade total de óleo e gordura (t/ano)*	Quantidade total de inertes (t/ano)
ETAR	469	303 (65%)	166 (35%)
GS	55	46 (85%)	8 (15%)
Total	524	349 (67%)	174 (33%)

* óleo e gordura foram obtidos por extracção em contínuo com *n*-Hexano em soxhlet durante 3h de extracção.

O aproveitamento dos óleos e gorduras dos separadores das ETAR e dos GS para utilização como matéria-prima na produção de óleos e gorduras, permite uma redução substancial da quantidade de material inerte que eventualmente será depositada em aterro.

3.2 Pré-tratamento da matéria-prima e produção de biodiesel

3.2.1 Pré-tratamento da matéria-prima

Estudaram-se três tecnologias para efectuar pré-tratamento do material resultante dos separadores:

- Processo extracção I - Extracção contínua com *n*-Hexano à temperatura de 69 ºC
- Processo extracção II - Extracção contínua com *n*-Hexano à temperatura de 45 ºC
- Processo extracção III - Extracção descontínua com *n*-Hexano à temperatura 35-50 ºC e com ultra sons

A Figura 3 representa a comparação das três tecnologias utilizadas para efectuar o pré-tratamento de extracção da gordura do material inerte da matéria-prima proveniente das ETAR. De entre as tecnologias utilizadas verifica-se que o processo de extracção I é aquele em que se consegue obter maior quantidade extraída. Segue-se o processo de extracção III e o menos eficaz é o processo de extracção II, excepto nas ETAR 5, 8 e 10.

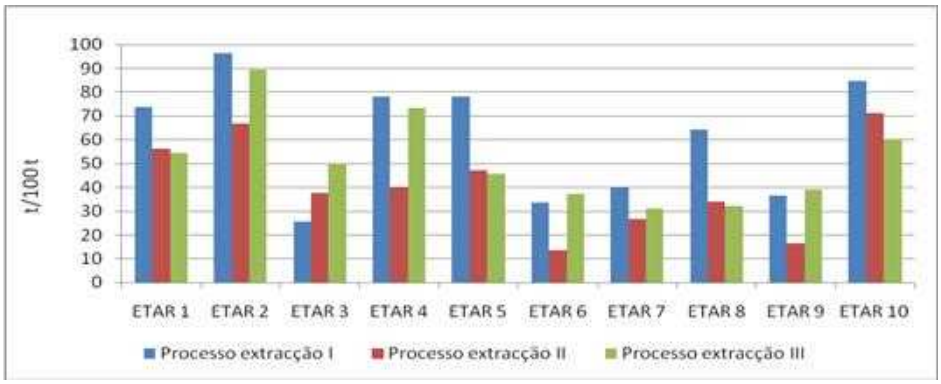


Figura 3. Quantidade gordura extraída por cada 100 t de sólido utilizando os vários processos de extracção

A quantidade gordura extraída média por cada 100 t de sólido utilizando as várias tecnologias de extracção é de 61, 41, 51 t, para processos extracção I, II e III respectivamente.

Relativamente ao material proveniente dos GS, este fica preparado para a produção directa de biodiesel após centrifugação, não necessitando do pré-tratamento realizado para a matéria-prima proveniente das ETAR.

A Tabela 5 apresenta os custos envolvidos na remoção de água residual do material proveniente das ETAR e dos GS. A remoção de água residual, no caso dos óleos e gorduras serem provenientes de ETAR, foi considerada por secagem para evaporação de

água a 100 ºC, com recuperação dessa água. Nos GS considerou-se a utilização de centrifugação para separação do óleo da água residual.

Tabela 5. Custo dos processos remoção de água residual de 2069 t/ano da matéria-prima

Item	t/ano ou kWh/ano	x10^3 €/ano
Energia estufa material da ETAR	2.615	+0,248
Energia centrifugação material dos GS	654	+0,62
Água recuperada evaporação (ETAR)	1545	-0,545
	Total	0,310

Os custos envolvidos na operação de remoção de água residual do material proveniente das ETAR e GC são maioritariamente resultantes do gasto de energia.

Na Tabela 6 apresentam-se os custos relativos aos três processos de extracção com *n*-Hexano estudados e incluído a sua recuperação.

Tabela 6. Custo dos processos extracção I, II e III de 469 t/ano matéria-prima seca

Item	Processo I*		Processo II*		Processo III*	
	t/ano ou kWh/ano	x10^3 €/ano	t/ano ou kWh/ano	x10^3€/ano	t/ano ou kWh/ano	x10^3 €/ano
n-Hexano**	108	+65	151	+96	108	+65
Energia extracção	7.845	+0,7	7.845	+0,7	7.845	+0,7
Energia recuperação solvente	7.845	+0,7	7.845	+0,7	7.845	+0,7
Deposição de inertes em aterro	46	+3,6	70	+5,5	58	4,6
Total	=	74	=	103	=	71

* não foram considerados custos com água de refrigeração do processo (circuito fechado);

** eficiência da recuperação de solvente de 95%

Os custos associados aos processos de extracção estudados são maioritariamente relacionados com o solvente utilizado e uma pequena fracção para energia.

3.2.2 Produção de biodiesel

A acidez dos extractos de gordura da ETAR e dos óleos dos GS foi determinante na selecção de catálise ácida para a ETAR e básica para os GS. Da análise da acidez dos extractos de óleo e gordura das ETAR e dos GS verifica-se que no primeiro caso esta se situa entre 56 e 96 mg KOH/g extracto e no caso do óleo dos GS e óleos de fritura usados

se situa em 1,12 mg KOH/g óleo. Com base nestes valores de acidez iniciais, procedeu-se à selecção do tipo de catálise a utilizar no processo de produção de biodiesel, tendo-se optado pela catálise básica para produzir biodiesel do óleo dos GS e catálise ácida para produzir biodiesel dos extractos de óleo e gordura das ETAR.

Devido às características dos extractos de óleos e gorduras da ETAR (semi-sólidas), a produção de biodiesel só é possível se houver uma diluição prévia à reacção de transesterificação. Esta diluição foi feita com *n*-Hexano para facilitar a análise dos ácidos gordos de ésteres metílicos em GC-MS, no entanto, a mesma reacção poderia ser feita com diesel (Kojima et al., 2004; Ribeiro et al., 2007). A proporção escolhida procurou que o biodiesel obtido apresentasse uma caracterização dentro das gamas de biodiesel mais utilizadas, B5, B10 ou B20, em que o valor numérico se refere à fracção de ácidos gordos de ésteres metílicos presentes. No caso dos óleos dos separadores dos GS, é opção foi potencialmente produzir um biodiesel sem diluição, ou seja, um B100, tal como óleos de fritura usados recolhidos em restaurantes ou outros locais de recolha de óleos fritura usados. No final do processo procedeu-se à caracterização do produto obtido, através da análise dos parâmetros: índice de acidez, viscosidade, densidade e conteúdo de ácidos gordos de ésteres metílicos de acordo com norma Europeia EN 14214, permitindo concluir que se obteve efectivamente um biodiesel.
A Tabela 7 apresenta as quantidades totais produzidas de biodiesel em catálise ácida e básica para as matérias-primas provenientes das diferentes origens utilizadas neste estudo. Também se apresentam as receitas de produção de biodiesel em catálise ácida e básica.

Tabela 7. Quantidades de biodiesel e glicerina produzidas e receitas previstas

	Tipo Biodiesel	Catálise	Biodiesel (t/ano)	Biodiesel (m^3/ano)	Biodiesel (x10^3€/ano)	Glicerina (t/ano)	Glicerina (m^3/ano)	Glicerina (x10^3€/ano)
ETAR	B20	Ácida	1.758	1.998	1.718	437	347	=
GS	B100	Básica	37	42	36	26	21	=
		Total	1.795	2.040	1.754	463	368	=

Nota: densidade do biodiesel de 0,88 e densidade glicerina 1,261

Atendendo a que actualmente uma fracção significativa dos resíduos em apreço é encaminhada para um destino final com custos para a entidade gestora, pode-se considerar-se a possibilidade de haver receita adicional em relação à recepção do resíduo dos separadores de gordura das ETAR e dos GS. No entanto, neste estudo optou-se por

considerar um custo de apenas 50% do valor actualmente praticado para envio deste tipo de resíduos para destino final autorizado. Nestas circunstâncias, e para as quantidades em estudo, representaria uma receita adicional de 82.000 €/ano.

A Tabela 8 apresenta os custos de produção de biodiesel em catálise ácida e básica.

Tabela 8. Custo de produção de biodiesel

Tipo biodiesel	B100 (1) (Produção - 37 t/ano)		B20 (2) (Produção - 1.177 t/ano)	
Item	t/ano ou kWh/ano	€/t	t/ano ou kWh/ano	€/t
Extracto	46	0	303	0
n-Hexano (t/ano)	0	0	1515	517
Metanol (t/ano)	16	105	364	62
Hidróxido de sódio	0,7	7	0	0
Ácido sulfúrico	0	0	5	1
Energia produção (kWh/ano)	5.230	11	5.230	0,3
Total	=	123	=	580

(1) Produzido a partir dos óleos e gorduras provenientes dos GS;
(2) Produzido a partir dos óleos e gorduras provenientes das ETAR
(3) Rendimento em catálise básica: 60% e catalise ácida: 80%

O custo de produção em catálise básica é muito inferior ao obtido por catálise ácida devido ao preço do solvente (*n*-Hexano) utilizado na diluição para se poder produzir o biodiesel. Devido às técnicas de extracção utilizadas, o concentrado obtido apresenta elevados teores de esteres metílicos de ácidos gordos e por isso a realização de reacção de transesterificação noutro solvente como o diesel está a ser investigada para optimizar os custos de produção do biodiesel em catálise ácida.

4. Conclusão

A utilização de óleos e gorduras de separadores de ETAR e dos GS na produção de biodiesel parece ter potencial para aumentar a produção embora os custos de pré-tratamento e consequente produção sejam ainda um pouco elevados. Será necessário melhorar as tecnologias de extracção e optimizar as quantidades de solventes e energia utilizadas de modo a maximizar as receitas e minimizar os custos de produção. Com os valores obtidos, os quais não contabilizam os benefícios económicos resultantes dos incentivos a que uma unidade deste tipo poderá ter acesso, concluiu-se que para os óleos e

gorduras recolhidos nos separadores óleo/água dos GS o projecto é viável, quanto à utilização como matéria-prima de óleos e gorduras provenientes de ETAR deverá procurar-se optimizar os sistemas de separação para minimização do teor de água e principalmente optimizar o processo de extracção da gordura, sendo este último o ponto crítico da viabilidade económica do projecto, dado que tecnicamente os resultados obtidos são satisfatórios.

Agradecimentos

Instituto Politécnico de Setúbal (IPS) e Escola Superior de Tecnologia de Setúbal (ESTSetúbal) agradece-se pelo apoio financeiro deste projecto, 3-CP-IPS-13-2009. Eng. Cristina Santos (SIMARSUL) e Eng. Alexandra Viana (Águas do Sado), são felicitadas e reconhecidas pelo seu apoio e disponibilidade para fornecer os dados e as amostras de gordura da ETAR.

Referencias

Haas J. M., McAloon, A.J., Yee, .C., Foglia, T.A. (2006). A process model to estimate biodiesel production costs, *Biores. Technol.*, **97**, 671-678

Kojima, S., Du, D., Sato, M., Park, E.Y. (2004). Efficient production of fatty acid methyl ester from waste activated bleaching earth using diesel oil as organic solvent, *J. of Biosc. and Bioeng.*, **98** (6), 420-424

Kondamudi, N., Strull, J., Misra, M., Mohapatra, S.K. (2009). A green process for producing biodiesel from feather meal, *J. Agric. Chem.*, **57**, 6163-6166

Mondala, A., Liang, K., Toghiani, H., Hernandez, R., French, T. (2009). Biodiesel production by in situ transesterification of municipal primary and secondary sludges, *Biores. Technol.*, **100**, 1203-1210

Ribeiro, N.M., Pinto, A.C., Quintella, C.M., O. da Rocha, G., Teixeira, L.S.G., Guarieiro, L.L.N., Rangel, M.C., Veloso, M.C.C., Rezende, M.J.C., Cruz, R.S., Oliveira, A.M., Torres, E.A., Andrade, J.B. (2007). Role of additives for diesel and diesel blend (ethanol or biodiesel) fuels: a review, *Energy & Fuels*, **21**, 2433-2445

Silva, M., Fernandes, A. (2006). Relatório sobre Biodiesel, *in Avalanche de Ideias*, 1-14

Wang, Y., Ou, S., Liu, P., Xue, F., Tang, S. (2006). Comparison of two different processes to synthesize biodiesel by waste cooking oil, *J. of molecular catalysis A*: *chem.*, **252**, 107-112

You, Y., Shie, J., Chang, C., Huang, S., Pai, C., Yu, Y., Chang C.H. (2008). Economic cost analysis of biodiesel production: case in soybean oil, *Energy & Fuels*, **22**, 182-189

APLICABILIDADE DA ELETROCOAGULAÇÃO, ELETRO-COAGULAÇÃO SEGUIDA DE REATIVO DE FENTON E ELETROFENTON NO TRATAMENTO DE LIXIVIADO DE ATERRO SANITÁRIO

Claudia M. RUSSO[1]; Elisa M. SANDER[2]; Raquel M. BORGES[3]; Honério C. JESUS[4]

Este trabalho teve como principal objetivo estudar a aplicabilidade dos processos de eletrocoagulação (EC), eletrocoagulação seguida do reativo Fenton (EC+F) e eletroFenton (EF) no tratamento de lixiviado de aterro sanitário, com o levantamento de parâmetros de interesse e melhor operacionalidade.

Um reator eletroquímico de 3 L contendo eletrodos de placas metálicas acoplados a uma fonte de corrente contínua constante de 9 A, sob agitação mecânica, foi utilizado na EC. Diferentes parâmetros estruturais (geometria do eletrodo) e operacionais (temperatura, volume do eletrólito) foram adotados.

Para a execução dos ensaios de EC+F, utilizou-se a relação Fe^{2+}:H_2O_2 de 1:17 e 1:25. Os ensaios de EF, por sua vez, foram realizados utilizando-se a relação Fe^{2+}:H_2O_2 de 1:20 e 1:25.

Os resultados da pesquisa indicaram que o processo de EC quando aplicado isoladamente não foi suficiente para se atingir níveis de redução de DQO superiores a 50%. Adicionalmente, há indícios de fatores de interferência neste processo. O processo de EC quando combinado ao processo Fenton, entretanto, apresentou-se mais eficiente no tratamento de lixiviado de aterro, atingindo cerca de 75% de eficiência de redução de DQO. Resultados premilinares do EC+F e EF indicaram que o último apresenta-se técnica e economicamente mais viável.

Palavras-chave:. eletrocoagulaçao; Fenton; eletroFenton; processo eletrolítico; lixiviado de aterro sanitário. tratamento de efluentes.

[1] Pós-Graduação pela Universidade Federal do Espírito Santo – Av. Fernando Ferrari 514 Goiabeiras, CEP 29075-910 – Vitória (ES) Brazil limacmr@terra.com.br
[2] Graduação pelo Instituto Federal do Espírito Santo, Coordenadoria de Saneamento Ambiental – Avenida Vitória 1729, Jucutuquara CEP 29040-780 – Vitória (ES) Brazil emsander@gmail.com
[3] Pesquisadora do Instituto Federal do Espírito Santo, Coordenadoria de Saneamento Ambiental – Avenida Vitória 1729, Jucutuquara CEP 29040-780 – Vitória (ES) Brazil raquelmb@ifes.edu.br
[4] Pesquisador da Universidade Federal do Espírito Santo - Av. Fernando Ferrari 514 Goiabeiras, CEP 29075-910 – Vitória (ES) Brazil honerio2@cce.ufes.br

1. INTRODUÇÃO

A percolação das águas pluviais através do leito de resíduos é um importante fator para a geração do lixiviado, um líquido enriquecido pela matéria orgânica e inorgânica, original ou oriunda da biodegradação dos resíduos. A norma brasileira NBR 8849/1985 (ABNT, 1985) define lixiviado utilizando o termo "lixiviado", o líquido produzido pela decomposição de substâncias contidas nos resíduos, de cor escura, mau-cheiro e elevada Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO).

O lixiviado é um líquido (98% de água) composto por matéria orgânica (0,5%) de várias funções e compostos inorgânicos (1,5%) (Giordano, 2003). Conforme Morais (2005) de maneira geral, o lixiviado pode ser considerado como uma matriz de extrema complexidade, composta por quatro frações principais: matéria orgânica dissolvida (formada principalmente por metano, ácidos graxos voláteis, compostos húmicos e fúlvicos), compostos orgânicos xenobióticos (representados por hidrocarbonetos aromáticos, compostos de natureza fenólica e compostos organoclorados alifáticos), macrocomponentes inorgânicos (dentre os quais se destacam Ca, Mg, Na, K, NH_4^+, Fe, Mn, Cl, SO_4^{2-} e HCO_3^-) e metais potencialmente tóxicos (p.ex., Cd, Cr, Cu, Pb, Ni e Zn).

Os métodos aplicáveis para o tratamento dos lixiviados de aterro sanitário são os biológicos, os físico-químicos, e uma combinação desses processos. Para o tratamento do lixiviado, a sugestão geral abordada é a utilização de processos de tratamento físicos em conjunto com um tratamento biológico e/ou com um tratamento químico Pacheco (2004)

É importante destacar que o lixiviado sofre uma variabilidade química, em decorrência das condições ambientais da localização do aterro e das características do resíduo sólido urbano (RSU), o que lhe confere complexidade, dificultando a sua remediação por técnicas convencionais, e dessa maneira demandando o estudo de novas alternativas.

A eletrofloculação (EC) vem desempenhando papel importante entre as técnicas não-convencionais de tratamento de águas e efluentes industriais. E isso se deve a sua versatilidade, tanto no modo operacional quanto na eficiência de remoção de contaminantes (Crespilho, 2004). Este processo baseia-se nos princípios dos processos eletroquímicos, sendo os fenômenos da eletrólise a base do processo de tratamento. O efluente a ser tratado passa entre eletrodos, placas de Ferro e/ou Alumínio, dispostas paralelamente, em fluxo horizontal ou vertical, alimentados por corrente elétrica contínua, fornecida por uma fonte auto-regulada. Uma série de reações acontecem ente os eletrodos, reduzindo os poluentes por dissociação, oxidação, coagulação, floculação e sedimentação ou flotação. No ânodo (eletrodo positivo) são gerados íons de Ferro e/ou Alumínio, dependendo do material utilizado, que se hidrolisa, formando o agente de coagulação, hidróxidos insolúveis ($Al(OH)_3$ e/ou $Fe(OH)_2$), adsorvendo os fragmentos insolubilizados dos poluentes, produzindo assim os flocos, clarificando o efluente e reduzindo significativamente parâmetros como, DQO, DBO, Óleos e Graxas, Detergentes, Fenóis, Sólidos, Metais Pesados, etc.

Por ser um processo físico-químico, a EC, apresenta um nível de resposta muito rápido, com tempo de detenção variando entre 5 a 30 minutos, muitas vezes inferior ao que é necessário para os processos biológicos, que variam entre 6 e 24 horas. Um outro aspecto muito favorável à aplicação da eletrofloculação no tratamento de lixiviado é sua capacidade

de acompanhar as variações sazonais, podendo ser ajustado rapidamente aos aumentos de vazão e carga, o que não é possível para os processos biológicos

Em busca de tecnologias limpas, com alto poder de destruição dos poluentes, surgiram os Processos Oxidativos Avançados (POA), altamente eficientes para destruir substâncias orgânicas de difícil degradação e gerar como produtos finais da reação CO_2 e H_2O.

O Reativo de Fenton é um processo físico-químico que consiste na combinação de um sal de ferro com peróxido de hidrogênio (H_2O_2) em meio ácido. Segundo Bigda (1995) o processo de reativo de Fenton é uma das tecnologias mais eficientes na remoção de poluentes orgânicos de soluções aquosas, pois oxida facilmente compostos orgânicos. Ainda segundo o mesmo autor, o processo se dá em quatro estágios, quais sejam: ajuste de pH, oxidação, neutralização e coagulação/precipitação. O ajuste de pH é necessário, pois a reação deve se dar em meio ácido. Efetivamente, a remoção de poluentes se dá nos estágios de oxidação e coagulação/precipitação. Larue, O. *et al*. (2003) relata que a eficiência de remoção através da formação de complexos de ferro na precipitação é maior do que àquela referente à oxidação na reação com o peróxido de hidrogênio.

Novas tendências para o sistema Fenton são os processos eletroquimicamente assistidos, também chamados de eletroFenton (EF). Nesse tipo de processo o controle entre as quantidades de ferro e suas formas presentes no meio se faz por meios potenciométricos. Como fontes de íons ferro (II e III) são utilizados eletrodos de sacrifício que, por eletrocorrosão, geram íon no meio (Bila, D. M., 2000).

No presente trabalho, buscou-ser avaliar a aplicabilidade da Eletrocoagulação (EC), Eletrocoagulação seguida de reativo de Fenton (EC+F) e EletroFenton (EF) no tratamento de lixiviado produzido em um aterro sanitário localizado no município de Aracruz –ES, Brasil.

2. MATERIAL E MÉTODOS

2.1. Área de Estudo

As amostras de lixiviado trabalho foram coletadas no aterro sanitário da empresa Brasil Ambiental, localizada no município de Aracruz, ES, Brasil nas coordenadas Este aterro está em operação desde o ano 2000, tendo sido projetado para uma vida útil de 30 anos. Ele opera com duas células de rejeitos, nomeadas de Célula II e Célula III pela empresa. O lixiviado produzido pelas células é armazenado num tanque de equalização para posterior tratamento eletroquímico e físico-químico numa estação de tratamento da empresa.

Durante o período de amostragem o aterro recebia em torno de 6 toneladas por dia de resíduo, sendo composto de resíduo doméstico, lodo de ETE e resíduo de saúde autoclavado.

2.2. Amostragem

As amostras foram retiradas de um tanque de homogeneização, com o uso de frasco plástico coletor e transferidas para bombona de plástico de 20 L. Este tanque recebe o

lixiviado gerado nas duas células em operação, que posteriormente é lançado na lagoa de equalização.

As amostras coletadas foram transportadas para Laboratório de Química Analítica da Universidade Federal do espírito Santo (UFES) e preservadas a 4 ºC até o momento de uso. Realizaram-se 11 coletas, a partir de nov/2008 a dez/2009.

2.3. Montagem do reator eletrolítico

Um reator eletrolítico foi montado no laboratório consistindo de um becker de vidro com capacidade de 3,0 L, eletrodo de ferro (utilizou-se aço carbono 1020), agitador e lixiviado como eletrólito. Nos experimentos foram utilizados eletrodos tipo colméia de dimensões diferentes, dois de 10 placas (5 catódicas e 5 anódicas), e um de 2 placas, ilustrados na Figura 1 2 e Tabela 1. Em todos os experimentos utilizou-se corrente total de 9 A, fornecida por três fontes de corrente contínua e constante (modelo Power Supply MPS-3003 da Minipa).

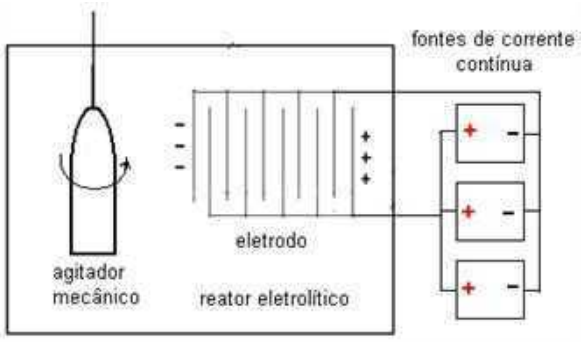


Figura 1 – Diagrama do protótipo de reator eletroquímico.

Tabela 1 - Parâmetros geométricos dos eletrodos utilizados.

Denominação	Área de cada placa (cm^2)	Área efetiva total (cm^2)	Densidade de corrente ($A.m^{-2}$)	Espaçamento entre as placas (cm)
Médio (10 placas)	44,3	399	226	0,7
Pequeno (10 placas)	21,6	194	463	0,7
Placa dupla (2 placas)	27,7	27,7	3249	0,7

Área efetiva total= total de pares eletroquímicos (catodo e anodo), obtida pela área de cada placa x (total de placas -1); Densidade de corrente= corrente total / área efetiva total.

2.3. Caracterização do Lixiviado

Para se realizar a caracterização do lixiviado bruto, previamente à realização dos ensaios experimentais, as seguintes determinações analíticas foram realizadas:: Condutividade; Cor; DQO; pH; metais pesados: cádmio, chumbo, cromo, ferro, níquel; nitrogênio amoniacal, sólidos totais (ST), sólidos totais fixos (STF), sólidos totais voláteis (STV) e turbidez. As

análises foram realizadas conforme metodologias descritas no Standard Methods for Examination of Water and Wastewater (APHA, 2005), descritas resumidamente a seguir:

A DQO foi determinada por digestão das amostras em bloco de aquecimento com $K_2Cr_2O_7$ e leitura das soluções em 600 nm ; sólidos totais, sólidos totais fixos e sólidos totais voláteis por gravimetria; cloreto por titulometria de precipitação com o método de Mohr; metais pesados por espectrometria de Absorção Atômica (GF-AAS e F-AAS), utilizando métodos de rotina do laboratório e curvas analíticas apropriadas (espectrômetro AAS 5 EA Carl Zeiss e PC 5100 Perkin Elmer); cor determinada por espectrofotometria em 410 nm; temperatura com termômetro de vidro calibrado; pH com eletrodo combinado de vidro ligado a pHmetro digital, e condutividade com condutivímetro portátil, e nitrogênio amonial pelo método do fenato e leitura em 400nm.
As determinações analíticas supracitadas foram realizadas também para se avaliar a eficiência de cada tratamento proposto.

2.4 Experimentos empregando a eletrocoagulação (EC).

Os experimentos foram realizados em escala de bancada utilizando-se o reator supracitado. Ao longo do tratamento eletroquímico, a cada 30 min o sistema era desligado para retirada de alíquotas do efluente tratado (uso de seringa com haste plástica), sendo transferidas para tubos de polipropileno de 15 mL. Após a inversão da polaridade o sistema era religado, e a cada 30 min, e o processo era continuado até 180 min. Para avaliação da eficiência final do processo, uma alíquota de 50 mL da zona clarificada. Durante todo o processo, a temperatura e a voltagem aplicada eram monitoradas.

Após cada experimento, as placas eram lavadas com esponja e água para a retirada de possíveis materiais aderidos às placas decorrentes do tratamento eletrolítico, secadas e pesadas.

Para se investigar a condição operacional que resulta em uma melhor eficiência da EC, foi realizado um planejamento experimental, com variações dos parâmetros estruturais e operacionais do proceso. Para tanto, foram considerados os seguintes fatores limitantes ao processo: geometria do eletrodo, a densidade de corrente (corrente/área) e a densidade de carga (corrente/volume), temperatura inicial. A avaliação desses fatores foi realizada através da redução de DQO sofrida no tratamento. Na Tabela 2 são apresentadas as condições de trabalho utilizadas nesta pesquisa, atentando-se para as seguintes considerações de relevância.

Tabela 2 – Configuração final dos parâmetros estruturais e operacionais utilizados nos experimentos.

.	Parâmetros Estruturais					Parâmetros Operacionais		
Config.	Tipo Eletrodo	Área efetiva (cm^2)	Volume Reator (L)	Densidade de Corrente A/m^2	Densidade de Carga (F/m^3)	T_0 (^oC)	Tempo total (min)	Número de ensaios
C_0[1]	Médio	399	2,5	226	537	24	240	2
C_1	Médio	399	1,8	226	560	24	180	1
C_2	Pequeno	194	1,8	463	560	24	180	1
C_3	Pequeno	194	0,6	463	1119	24	120	1
C_4	Pequeno	194	0,6	463	1119	24	120	1
C_5	Duplo	27,7	0,7	3249	1439	24	180	1
C_6	Pequeno	194	2,0	463	504	24	180	1
C_7	Médio	399	2,0	226	504	3,0	180	1
C_8	Médio	399	2,5	226	403	24	180	1
C_9	Médio	399	2,5	226	403	50	180	1
C_{10}	Médio	399	2,5	226	403	10	180	1

1– C_0 – Configuração de ensaios realizados em duplicata (C_0I e C_0II);

2.5 Eletrocoagulação seguida de Fenton (EC+F)

Após avalição dos resultados obtidos com os experimentos acima descritos, experimentos de EC+F foram inicializados, com as seguintes configurações para EC: Eletrodo de aço carbono 1020 com área efetiva de 399 m^2; Corrente 9 A; Volume 2,0 L de efluente bruto; agitação mecânica; inversão de polaridade a cada 30 min; início com temperatura ambiente; tempo de reação de 3 horas.

Os experimentos de reativo de Fenton foram divididos em duas etapas: oxidação e precipitação/neutralização. Baseando-se em referências bibliográficas, (Alves, 2004), foram definidas as seguintes condições conforme Tabela 3.

Tabela 3 - Parâmetros variáveis no processo de reativo de Fenton.

Tratamento	Quantidade De ensaios	pH	Relação Fe^{2+}/H_2O_2	Massa $FeSO_4.7H_2O$	Massa H_2O_2
EC + F	3	3,0	1:17	0,6 g	2,0 g
	3	3,0	1:25	0,4 g	2,0 g

EC: Eletrocoagulação; F: Fenton. O fator de conversão do sal sulfato ferroso para o íon Fe^{2+} é de 5.

A partir do efluente tratado resultante da eletrocoagulação (2 L), procedeu-se a decantação do mesmo por 1 hora, seguida da filtração de 1 L do sobrenadante, utilizando-se filtro de papel com porosidade rápida (0,25 µm). A lama formada na decantação foi separada, acondicionada em frascos plásticos e armazenada.

Após a filtração supracitada, o efluente tratado e em temperatura ambiente, é considerado bruto para o processo oxidativo de Fenton. O pH do efluente foi ajustado para 3,0 utilizando-se ácido sulfúrico concentrado, com posterior adição, sob agitação magnética, de sulfato ferroso heptahidratado e peróxido de hidrogênio a 30%, nas quantidades da Tabela 3. Utilizou-se 1 L de efluente em cada reação.

A quantidade de 2 g de peróxido de hidrogênio utilizada nos experimentos seguiu a relação aproximada de 1:1 entre H_2O_2 e DQO (w/w), conforme Alves (2004), uma vez que o valor encontrado de DQO no efluente tratado pela EC e filtrado, e de aproximadamente 2000 mg O_2/L.

Com o final da adição de peróxido de hidrogênio, a agitação foi mantida até o término do experimento, cuja duração foi de 1 hora.

Para avaliação da eficiência de remoção de matéria orgânica foram realizadas análises de DQO em alíquotas de 50 mL retiradas a cada 30 min. Dessa maneira avaliou-se a redução de matéria orgânica devido a adição do reativo Fenton, como também a redução total de matéria orgânica do processo completo, ou seja, eletrocoagulação seguida de Fenton.

2.6 Experimentos empregando o EletroFenton (EF)

Para os experimentos de eletroFenton, utilizou-se as mesmas configurações da eletrocoagulação e do reativo Fenton de forma simultânea.

Assim sendo, as configurações fixadas foram: Eletrodo de aço carbono 1020 com área efetiva de 399 m^2; Corrente 9 A; Volume 2,0 L de efluente bruto; agitação mecânica; pH inicial igual a 3,0; não houve inversão de polaridade; início com temperatura ambiente; tempo de reação de 1 hora.

Manteve-se a relação 1:1 entre H_2O_2 e DQO (w/w), conforme supracitado. Como no processo eletroFenton o efluente de partida é o lixiviado bruto o qual contém cerca de 5000 mg O_2/L, a massa de peróxido de hidrogênio utilizada foi de 5 g, conforme Tabela 4.

Tabela 4 - Parâmetros variáveis no processo de reativo de eletronFenton

Tratamento	Quantidade de ensaios	pH	Relação Fe^{2+}/H_2O_2	Massa $FeSO_4.7H_2O$	Massa H_2O_2
EF*	3	3,0	1:20	1,25 g	5,0 g
	3	3,0	1:25	1,0 g	5,0 g

* EF - EletroFenton

Os experimentos foram realizados, montando-se o reator eletrolítico como descrito anteriormente. Em seguida ajustou-se o pH para 3,0 utilizando-se o ácido sulfúrico. Com auxílio da agitação, misturou-se o sulfato ferroso e em seguida o peróxido de hidrogênio. As fontes de corrente contínua foram ligadas, e procederam-se conjuntamente os dois processos, eletrocoagulação e oxidação química com o reativo Fenton.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Caracterização do lixiviado bruto

As características físico-química do lixiviado bruto obtidas ao longo da pesquisa podem indicar a complexidade do efluente. Na Tabela 5 são apresentados os resultados para alguns parâmetros analisados de lixiviados coletados no aterro sanitário ao longo desta pesquisa.

Tabela 5- Resultados da caracterização do lixiviado bruto.

Amostra	pH	Turbidez (NTU)	Condutividade ($mS.cm^{-1}$)	DQO mg O_2/L	Cloreto* mg/L
28/0808	9,2			3010	
13/11/08	8,2		36,2	4080	
20/02/09	8,3	241	16,5	-	
16/04/09	8,6	321	7,3	-	
30/04/09	-		9,7	2900	
02/07/09	8,9	363	15,3	4001	2074
29/07/09	8,5	255	21,0	4633	
03/09/09	8,6	228	19,1	4742	
01/10/09	8,6	264	20,9	4083	
05/12/09	8,7	223	15,4	3492	
19/12/09	8,0	242	15,5	3917	

*Analise de cloreto foi realizada uma ‘única vez, apenas para conhecimento da faixa de valores do cloreto, para fins de estabelecer método de DQO

As análises das amostras de lixiviado bruto utilizadas nos ensaios com reativo de Fenton (três últimas coletas) foram realizadas de forma mais completa, incluindo as determinações de cor, metais, sólidos e nitrogênio amoniacal, conforme apresenta a Tabela 6.

Tabela 6 - Resultados das determinações analíticas do lixiviado bruto**.**

Caracterização do Lixiviado	Lixiviado Bruto 01/10/09	Lixiviado Bruto 05/12/09	Lixiviado Bruto 19/12/09
Cor UC	11495	9265	8550
Chumbo ppb	-	-	46
Níquel ppb	-	-	23
Cromo ppb	-	-	431
Ferro ppm	-	6,0	-
Cadmio ppb	-	-	3,2
Nitrogênio Amoniacal mg/L	-	-	1007
Sólidos Totais mg/L	17.700	12.100	11.300
Sólidos Fixos mg/L	10.300	8.030	8.100
Sólidos Voláteis mg/L	7.400	4.000	3.200

3.2. Aplicabilidade dos Tratamentos Propostos

Os resultados obtidos do tratamento do lixiviado por EC indicaram certa flexibilidade operacional do processo, o que mostra-se favorável para sua aplicação em diferentes

condições operacionais. Na tabela 7 são apresentados os resultados de redução de DQO obtidos dos experimentos de C_0 a C_{10}. Nota-se que a configuração C_9 foi capaz de atingir eficiência de 76,5%, resultado este sugestivo de uma influência positiva da temperatura inicial de 50ºC.

Tabela 7 – Resultados da remoção de DQO dos experimentos de EC de C_0 a C_{10}

Composição	Remoção de DQO (%)	Composição	Remoção de DQO (%)
C0	41,7	C6	31,2
C1	38,5	C7	37,5
C2	40,9	C8	55,2
C3	45,1	C9	76,5
C4	43,0	C10	42,5
C5	45,2		

Resultados similares à média de redução de DQO encontrados na pesquisa para a EC (45%) foram apresentados por Ilhan (2008). Os fatores limitantes da eletrocoagulação observados durante os experimentos encontram discutidos mais detalhadamente em Sander *et al* (2010) e Russo (2010).

A Figura 2 apresenta amostras dos tratamentos de EC e EC+F em diferentes tempos de operação. Observa-se a redução de cor e turbidez em relação ao efluente bruto. A Figura 3, por sua vez, apresenta amostras do tratamento de EF, obtidas aos 10, 20, 30, 40, 50 e 60 min de operação. Observa-se, mais uma vez, a redução de cor e turbidez em relação ao efluente bruto. A cor ligeiramente esverdeada da amostra a partir dos 40 min de operação é indicativa de excesso de ferro presente na amostra, o que poderá interferir na eficiência de redução de cor.



Figura 2 – Amostras de lixiviado bruto; tratamento de EC com 60, 120 e 180 min; filtrado; EC+F com 30 e 60 min.

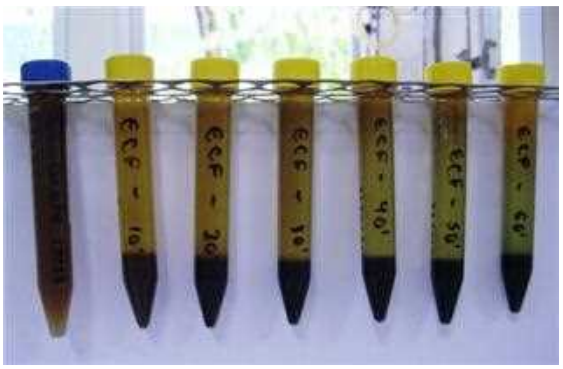


Figura 3 – Amostras do lixiviado bruto; EF com 10; 20; 30; 40; 50 e 60 min.

A Figura 4 apresenta amostras dos tratamentos de EC de 60, 120 e 180 min do efluente filtrado, e do tratamento de eletrocoagulação seguido de Fenton nos tempos de 30 e 60 min, onde observa-se a redução de cor e turbidez em relação ao efluente bruto.



Figura 4 – Amostras de efluente bruto;
EC com 180 min; filtrado; EC+F com 30 min;
EC+F com 60 min.

Os resultados obtidos a partir dos ensaios experimentos dos processos (EC, EC+F e EF) estão apresentados na Tabela 8

Um resultado a se destacar é o da quantidade de Fe^{2+} gerado durante a EC. Como pode ser observado na Tabela 8, as quantidades de 4,5 e 1,9 mg/L de Fe^{2+} foram obtidas durante a EC, quando a quantia necessária para a geração do reativo de Fenton *in situ*, conforme Tabelas 3 e 4, é de aproximadamente 100mg/L. Isso pode ter ocorrido, porque a placa não é de ferro puro, mas sim aço carbono 1020. Portanto fez-se necessário o acréscimo de $FeSO_4.7H_2O$ para que se pudesse trabalhar com a relação adequada de sal e peróxido.

Para a comparação entre os três tratamentos propostos, foram utilizados os dados de redução de DQO do efluente. Comparando-se o tratamento EC+F com EC, o tratamento EC+F acarretou numa melhoria de aproximadamente 11 % para a relação 1: 17 (Fe^{2+} : H_2O_2) (de 52,6% para 63,9%). Houve uma melhoria de aproximadamente 16%, passando de uma média de 52,6% na EC para uma média de 68,2% para a relação 1: 25 (Fe^{2+}:H_2O_2).

Tabela 8 – Resultados dos ensaios experimentais dos tratamentos propostos.

	EC 180 min de eletrólise, seguida de 60 min de decantação						**EC+F** 60 min de Fenton						**EF** 60 min de eletrólise/Fenton				
Proporção $FeSO_4.7H_2O$: H_2O_2	Não há						01:17			01:25			01:20		01:25		
Ano	2009			2010			2009		2010	2009	2010		2009	2010	2010		
Data Experimento	1/12	3/12	9/12	19/1	22/1	1/2	1/12	3/12	22/1	9/12	19/1	1/2	21/12	21/1	20/1	4/2	4/2
Lixiviado Bruto	1/10/09	1/10/09	5/12/09	19/12/09	19/12/09	19/12/09	1/10/09	1/10/09	19/12/09	5/12/09	19/12/09	19/12/09	5/12/09	19/12/09	19/12/09	19/12/09	19/12/09
Eficiência DQO (%)	47,8	58,0	63,7	53,2	31,7	61,1	61,6	66,1	64,0	72,3	62,6	69,8	68,7	77,7	50,6	43,9	59,2
(Média) (%)	52,6						63,9			68,2			73,2		51,2		
Eficiência Turbidez (%)	25,7	54,7	80,4	78,8	89,5	74,2	98,0	99,0	95,0	97,0	98,0	96,0	88,0	87,0	74,0	85,0	72,0
(Média) (%)	67,2						97,3			97,0			87,5		77,0		
Eficiência Cor (%)	35,9	46,4	87,4	84,6	85,6	83,3	92,0	83,0	91,0	95,0	93,0	93,0	91,0	59,0	64,0	87,0	89,0
(Média) (%)	70,5						88,7			93,7			75,0		80,0		
Chumbo ppb				27,5	29,1				5,0		6,2			10,2	12,8		
Níquel ppb				35,2							27,0			15,6	12,2		
Ferro ppm	4,5		1,9				72,6			55,0			24,0				
Cromo ppb				93,2	74,5				43,8		85,9			47,7	58,5		
Cádmio ppb				2,1	2,2				1,7		1,3			1,0	0,9		
$N\text{-}NH_3^+$mgN/L				749,8		725,5					729,5	695,8				999,7	891,7
Sólidos Totais mg/L			16.300	9.700	11.000	15,000	35.800	37.300	35.600	19.000	9.700	23.900	22.500	24.200	23.700	28.200	29.700
Só.Dissolvidos mg/L			7.400	7.700	7.900	7.600	12.600	14.000	17.200	10.400	7.700	13.800	11.100	12.500	12.700	14.000	11.600
Sólidos Voláteis mg/L			8.900	2.000	3.100	7.400	23.200	23.300	18.400	8.500	2.000	10.100	11.400	11.700	10.900	14.200	18.100

Nota: EC: Eletrocoagulação; EC+F: Eletrocoagulação seguida de Fenton; EF: EletroFenton.

Na comparação dos três tratamentos propostos, observa-se que a eficiência obtida em EF é ainda melhor que a dos outros dois tratamentos, chegando a 73,2% na relação de 1:20 (Fe^{2+} : H_2O_2). Ressalta-se que o tempo utilizado para este tratamento é de apenas 60 min sendo que a maior eficiência de tratamento ocorreu nos primeiros 30 min. Na relação de 1: 25 de Fe^{2+}:H_2O_2, por sua vez, a eficiência foi de 51,2% de remoção de DQO. As Figuras 5 e 6 ilustram as discussões acima.

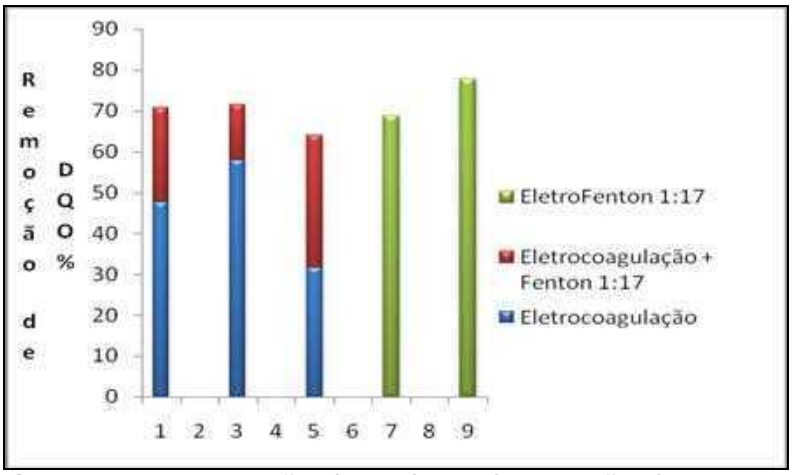


Figura 5 – Comparação dos valores de remoção de DQO nos tratamentos de EC, EC+F e EF.

Os valores encontrados nesta pesquisa para EF (redução de DQO até 77,7%) estão coerentes com aqueles encontrados por Zhang *et al* (2006) para o mesmo processo de tratamento (75% de redução de DQO em 75 minutos de operação).

De acordo com Julio *et al* (2006), o reagente de Fenton é uma alternativa interessante para o tratamento de água residuária com elevada concentração de compostos orgânicos.

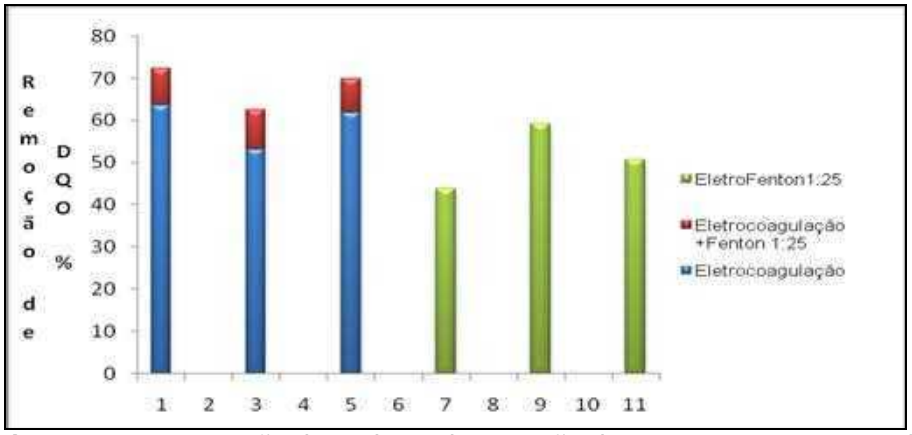


Figura 6 – Comparação dos valores de remoção de DQO nos tratamentos de eletrocoagulaçao, eletrocoagulação seguida de Fenton e eletroFenton

Para a turbidez, observa-se que o melhor tratamento para a sua redução é o de EC+F, apresentando a média de redução de 97,3% e 97,0% , e que a relação de (Fe^{2+}:H_2O_2) praticamente não interfere para esse parâmetro, enquanto para a EC foi de 67,2% e para EF a redução foi de 87,5% e 77,0% para as diferentes relações de ferro e peróxido.

Para a remoção de cor, o comportamento dos resultados obtidos entre esses tratamentos foi similar ao da turbidez, ou seja, o tratamento de eletrocoagulação seguido de Fenton, apresenta os melhores resultados, chegando a média de 93,7% para a relação de 1:25 de Fe^{2+} : H_2O_2 e apresentando também o valor médio de 88,7% para a relação de 1:17 de Fe^{2+} : H_2O_2. Destaca-se que o tratamento de eletroFenton apresenta um resultado melhor que o da eletrocoagulação , o que reforça que o tratamento oxidativo auxilia no resultado final do efluente tratado, segundo Cheng-chun (2007) como demonstrado na Figura 7 abaixo

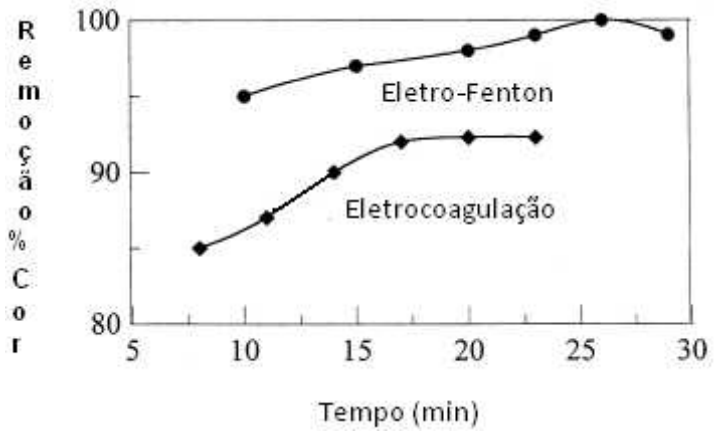


Figura 7 – Representação da remoção de cor pelos tratamento de Eletrocoagulação e eletro Fenton. Fonte: Cheng-Chun (2007).

Outros autores corroboram com os valores encontrados por essa pesquisa quanto à redução de cor nos três tratamentos propostos. Para o tratamento de EC, Giordano (2003) também apresentou excelente resultado para a remoção de cor.

4. CONCLUSÃO

Os ensaios experimentais conduzidos nesta pesquisa visando a avaliação da aplicabilidade dos processos físico-químicos de tratamento propostos (EC, EC+F e EF) apresentaram respostas suficientes para indicar sua viabilidade técnica no tratamento do lixiviado de aterro sanitário urbano.

Para o processo de EC, conclui-se que os eletrodos com áreas superficiais maiores apresentam maior estabilidade de temperatura e voltagem, atingindo eficiência de tratamento semelhante aos sistemas com reduzida área superficial.

Quanto à densidade de carga, variável operacional do processo de EC e, por sua vez, dependente do volume de lixiviado a ser tratado, não observou-se diferenças significativas de eficiência de tratamento para diferentes densidades de carga. Este resultado sugere ser possível aumentar a produtividade do tratamento (maior quantidade de efluente tratado), conservando-se as condições operacionais de densidade de corrente. Neste caso, deverá haver mesmo consumo de metal para diferentes volumes de lixiviado.

O processo de EC+F mostrou-se eficiente para a redução de cor e turbidez. Este resultado pode ser justificado pelas etapas de decantação e filtração necessárias ao tratamento.

No que diz respeito à eficiência de redução de DQO e de metais, o tratamento que apresentou melhores resultados dentre os processos estudados foi o processo por EF, inclusive quanto ao tempo necessário para o tratamento. Considerando-se todas as etapas do tratamento, o processo de EC requer em média 180 minutos, a EC+F requer 300 minutos, enquanto o EF requer apenas 60 minutos.
Em suma, a comparação entre os tratamentos propostos neste trabalho mostrou que o processo simultâneo da eletrocoagulação e do reativo de Fenton parece ser uma alternativa tecnicamente viável para o tratamento de lixiviado de aterros sanitários urbanos. Embora o consumo energético requerido para se operar o reator de EF ainda necessite ser avaliado, os resultados obtidos indicam haver um custo/benefício positivo na adoção desta nova proposta. Não obstante, a matriz energética gerada no aterro sanitário através do biogás pode vir a ser uma excelente fonte de energia para o processo.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos aos Laboratórios de Química (IFES) e Química Analítica (UFES) e às empresas Brasil Ambiental e Biofibra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES, J.F 2004 Tratamento de lixiviado de aterro sanitário por processo oxidativo avançado empregando reagente de Fenton - Eng. Sanit. Ambient,. v.11 n..2- Rio de Janeiro - 2006

BIGDA, R. J. Consider Fenton's Chemistry for wasterwater treatment. *Chemical Engineering Progress*, v. 91, n.12, p.62-66, 1995

CHENG-CHUN & JIA-FA ZHANG. Progress and prospect in eletro-Fenton process for wastewater treatment. Journal of Zhejiang University – Science A v.8 , n.7 p. 1118-1125

CRESPILHO, F. N.; REZENDE, M. O. O. Eletroflotação: Princípios e Aplicações. São Carlos: RiMA, 2004.

GIORDANO,G Análise e formulação de processos para tratamento dos chorumes gerados em aterros de resíduos sólidos urbanos Brasil. 2003, 257 f Tese (Doutorado em Ciência dos Materiais e Metalurgia) Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2003.

LHAN, F. *et al.* Treatment of leachate by electrocoagulation using aluminum and iron electrodes. *Journal of Hazardous Materials* [S.I.], v. 154, n. 1-3, p. 381-389, 2008.

JULIO *et al.* Emprego do reagente de fenton como agente coagulante na remoção de substâncias húmicas de água por meio da flotação por ar dissolvido e filtração. Eng. Sanit. Ambient. v.11 n.3 Rio de Janeiro July/Sept. 2006

LARUE, O. *et al*. Electrocoagulation and coagulation by iron of latex particles in aqueous suspensions. Separation and Purification Technology 31 (2003) 177-192. Disponível em: <http://www.sciencedirect.com>. Acesso em: 27 dez. 2009.

LIN, S.H. CHANG, C.C Treatment of landifill leachate by combined electro-Fenton oxidation and sequencing bath reactor method. Wat. Res. vol 34, n° 17 pp.4243-4249

MORAIS, J. L.; SIRTORI, C.; PERALTA-ZAMORA, P. G. Tratamento de chorume de aterro sanitário por fotocatálise heterogênea integrada a processo biológico convencional. Quim. Nova, Vol. 29, No. 1, 20-23, 2006

RUSSO, C.M. Aplicabilidade da eletrocoagulação, eletrocoagulação seguida de Fenton e eletroFenton no tratamento de lixiviado de aterro sanitário, (2010). (Mesrado) – Departamento de Química, Universidade Federal do Espírito Santo., Vitória, 2010.

PACHECO, J.R. Integração de processos físico-químicos e oxidativos avançados para remediação de percolado de aterro sanitario (chorume)

SANDER, *et al* Estudo dos interferentes operacionais do tratamento delixiviado de aterro sanitário por eletrocoagulação,

ZHANG, H. *et al*. Removal of COD from landfill leachate by electro-fenton method. Journal of Hazardous Materials [S.I.], v. B135, p. 106-111, 2006.

APLICAÇÃO DE MÉTODO RESPIROMÉTRICO A SISTEMAS DE ALAGADOS CONSTRUÍDOS: DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS CINÉTICOS DOS PROCESSOS BIOLÓGICOS EM SISTEMAS COM AERAÇÃO ARTIFICIAL

Eduardo Luiz de Oliveira (1); Rafael Damacena de Angelis (2); Ricardo M. Pereira(3); Gilberto .S Castilho Filho(4).

RESUMO.

A presente pesquisa visou à aplicação de técnicas respirométricas a Alagados Construídos (Área Úmidas) para a determinação da cinética de remoção dos substratos carbônicos, do coeficiente de crescimento específico e do coeficiente de decaimento endógeno das bactérias heterótrofas e a cinética da nitrificação mediante condições pré-estabelecidas de substratos e fluxos de percolação das águas residuárias no reator biológico, em um sistema com a presença de plantas macrófitas.

O experimento consistiu em variar as dosagens do afluente num determinado tempo para constatar o rendimento do processo aumentando-se a quantidade de matéria orgânica e mantendo-se o substrato (leito) para assim verificar sua eficiência variando-se as vazões de recirculação.

Semanalmente foram adicionados no reator as águas residuárias oriundas das instalações do Campus Universitário da UNESP de Bauru e os produtos: acetato de sódio e cloreto de amônio, estes últimos com o propósito de se obter parâmetros da cinética da remoção de substratos carbônicos e da cinética da nitrificação respectivamente, por se tratar de elementos puros, não ocasionando assim problemas de interferentes, proporcionando uma melhor interpretação gráfica dos resultados.

O reator trabalhou com oxigenação artificial apresentando assim uma lâmina d'água na parte superior, a qual recebia o oxigênio necessário para o sistema.

PALAVRA-CHAVES: Alagados Construídos, Áreas úmidas, Tratamento de águas residuárias, Respirometria, Alagados Fluxo Vertical**.**

(1) Professor Livre Docente do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da UNESP de Bauru; Av. Luiz Edmundo Carijo Coube, 14-01, Bauru, SP Brasil; eduoliv@feb.unesp.br.
(2) Aluno do Curso de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia Civil da UNESP de Bauru, rafael_deangelis@yahoo.com.br.
(3) Aluno do Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Unesp de Bauru
(4) .Químico do Departamento de Água e Esgoto de Bauru, Rua Padre João, 11-25, Bauru, SP, Brasil, gilfi@uol.com.br.

2. LEVANTAMENTO BIBLIOGRÁFICO.

2.1. Alagados Construídos (Áreas úmidas).

Os Alagados Construídos (áreas úmidas) são ecossistemas artificiais que, com diferentes tecnologias e plantas, utilizam os princípios básicos da qualidade da água dos alagados naturais. Um resumo dos sistemas de Alagados Construídos utilizando macrófitas foi feito por Brix, (1993), que podem ser classificados basicamente em três grupos: Alagados com Plantas Flutuantes, com Plantas Submersas e com Plantas Emergentes com fluxo superficial, com fluxo horizontal subsuperficial e com fluxo vertical.

Os Alagados Construídos, ao contrário dos naturais, podem ser usados, deliberadamente, como sistemas de tratamento de águas residuárias, sem que haja a constante preocupação com a performance e eficiência do processo, no sentido de minimizar os efeitos que as descargas de efluentes possam trazer ao ecossistema. Isto porque nos Alagados Construídos o grau de controle é muito maior, permitindo que a experimentação com relação à composição do substrato, tipo de vegetação, padrão de fluxo, tempo de retenção e procedimento hidráulico, conduzam a melhores eficiências e desempenho do processo de tratamento.

Quando comparado aos sistemas de tratamento secundários convencionais, os Alagados Construídos apresentam vantagens quanto ao baixo custo de construção e, principalmente, de manutenção e baixa demanda de energia. Além disso, não requer atuação de pessoal especialmente treinado e são sistemas mais flexíveis e menos suscetíveis às variações de cargas de efluentes do que os sistemas de tratamento convencionais (Watson, 1989).

No entanto, requerem áreas maiores, quando comparadas aos sistemas de tratamento convencionais e podem apresentar comprometimento, em termos de desempenho, durante o inverno de regiões temperadas. Apesar destas considerações, ainda são especialmente atrativos como alternativas para o tratamento convencional de águas residuárias produzidas por pequenas e médias comunidades, em áreas esparsamente povoadas.

Nestes sistemas, as macrófitas desempenham funções chave no sentido de melhorar a qualidade dos efluentes. O fluxo da água, no interior do sistema, ocorre como fluxo de superfície ou de subsuperfície e os poluentes são removidos através de processos físicos, químicos e biológicos (Breen, 1990).

O tratamento biológico do efluente está associado aos processos desempenhados pelos microorganismos que vivem ao redor das macrófitas e pela remoção de poluentes, diretamente por assimilação pelos tecidos da própria planta (Moorhead, 1990). A transferência de oxigênio pelas plantas, para a região da rizosfera, é um requisito importante para a remoção efetiva de alguns poluentes, pelos microorganismos (Redd, 1989) (Gersberg, 1983).

Nos Alagados Construídos, após uma remoção mecânica preliminar de sólidos suspensos, aqueles remanescentes que adentram ao sistema, são removidos por sedimentação e filtração (processos físicos), sendo também removidos, em significante proporção, DBO, nutrientes e patógenos.

Diversos pesquisadores relatam que a remoção de DBO e Sólidos Suspensos, em Alagados Construídos (CW) com e sem planta, é aproximadamente a mesma, porém a remoção de nitrogênio, especialmente em forma de amônia é significativamente mais elevada em CW com planta em relação ao sem planta. Isto sugere que, quando o regulador ambiental não especificar uma exigência da forma de nitrogênio contido no efluente, as plantas não precisam fazer parte do processo de tratamento; uma alternativa da engenharia nessa circunstância é um filtro de rocha, especialmente quando o processo de tratamento é a lagoa de estabilização de efluentes. Quando uma exigência com relação ao nitrogênio do efluente é especificada pelo regulador, a escolha está entre Alagados Construídos e filtros de rocha aerados. Os carregamentos hidráulicos de projeto nos filtros rochosos aerados e não aerados, em climas temperados, são aproximadamente a metade daqueles carregamentos projetados para CW (Mara, D. 2005).

2.2. Respirometria aplicado a tratamento de águas residuárias.

Nas estações de tratamento de esgoto convencionais, isto é, baseadas nos sistemas a lodos ativados, se fazem cada vez mais uso de métodos respirométricos para a determinação, seja das características de biodegradabilidade dos influentes, que da atividade biológica do sistema. Para a aplicação de tal técnica nos sistemas a lodos ativados existe de fato uma ampla literatura técnico-científica (Andreottola et al., 2002). No entanto a aplicação de tal técnica a tratamentos naturais de águas residuárias (Alagados Construídos), apresenta-se atualmente numa quase total ausência de experiências aplicativas e de protocolos experimentais.

Os primeiros a se ocuparem da técnica respirométrica foram Jenkins e Montgomery (Andreottola, 2002), tendo como base seus próprios estudos experimentais sobre a quantificação do consumo de oxigênio dissolvido em tratamentos de lodos ativados. O procedimento para estimar-se a OUR é de estrema simplicidade e o campo de aplicação vastíssimo; não obstante seja uma metodologia utilizável em grande escala, não se conseguiu uma larga difusão nas operações de gestão das estações de tratamento de esgoto.

O teste de OUR considera as variações na taxa de respiração do lodo em conseqüência do tipo de substrato acrescentado e da velocidade de degradação da parte da biomassa.

A absorção do oxigênio se desenvolve através de duas fases principais:

1) respiração endógena do lodo: é o oxigênio necessário para a respiração do lodo ativado, ou seja, a energia requerida para manter as funções das células; realiza-se a fase endógena da taxa de absorção de oxigênio;

2) degradação do substrato: representa o consumo de oxigênio da parte dos microrganismos para a degradação dos substratos presentes no líquido alimentado, neste caso se realiza a fase exógena da taxa de absorção de oxigênio.

Os critérios de projeto comumente utilizados para o dimensionamento de tratamento de Alagados Construídos são baseados em expressões cinéticas muito simples, em geral de tipo linear. Os processos biológicos que se realizam em tratamento de Alagados Construídos

não podem, porém, ser sempre considerados de tipo linear, como de fato se pode facilmente imaginar, considerando que os processos biológicos em geral são regulados das expressões de Monod ou da cinética de ordem 1 ou ½ , como por exemplo, nos biofilmes. Desta complexibilidade nasce a necessidade de dispor de testes adaptados a medidas de parâmetros cinéticos da parte do solo envolvido nos processos de Alagados Construídos. As pesquisas respirométricas sobre solos podem representar uma promissora alternativa para fornecerem informações inerentes à atividade biológica e as velocidades com que se desenvolvem as reações biológicas.

Os testes respirométricos permitem o monitoramento a intervalos de tempo, a concentrações de oxigênio (em ar ou dissolvido em água) no interior de ambiente onde está presente a amostra de terreno (ar ou água); em base a variação da concentração de oxigênio calcula-se o valor da OUR (Oxygen Uptake Rate), através do cálculo da declividade da reta de regressão estatística entre os dados (freqüentemente linear ou aproximadamente como traçado linear) (Andreottola et al, 2002).

A medida do consumo de oxigênio da parte de um terreno em tratamentos de Alagados Construídos pode ser efetuada através de respirômetros “in-situ” ou respirômetros de laboratório. No primeiro caso se mede o consumo de oxigênio, diretamente no campo, sobre uma porção do leito de enchimento, ao passo que no segundo caso se trata de amostrar uma parte do solo e submetê-lo a teste respirométrico em laboratório.

As principais diferenças entre as duas metodologias de pesquisa estão ligadas ao fato que para os testes de laboratório se utilizam partes de terreno, inevitavelmente remanejadas, enquanto no caso “in-sito” se pode conduzir medidas sem disturbar significativamente o terreno. Além disto, no caso do teste “in-situ” se pode avaliar também a contribuição de oxigênio da parte das raízes das plantas.

O teste “in-situ” serve bem para a medição do consumo de oxigênio, em tratamentos de Alagados Construídos a fluxo horizontal, do que para o fluxo vertical. Porém, não é sempre possível utilizar tais técnicas para medir parâmetros cinéticos específicos, quais, por exemplo, a velocidade de remoção dos substratos carbônicos, a velocidade de decaimento da biomassa bacteriana ou a velocidade de nitrificação. Esta limitação é devida ao fato que para medir tais parâmetros cinéticos é necessário submeter o terreno a particulares condições operativas, como por exemplo, adição de substratos em certa quantidade a um certo volume de amostra, ou ausência de carregamento por um tempo prolongado (por exemplo, para medir-se o decaimento celular endógeno).

Tais condições não são sempre possíveis de realizarem em um tratamento de Alagados Construídos real operando-se em contínuo. Para medidas de parâmetros cinéticos são ao invés mais flexíveis os testes respirométricos de laboratório, nos quais se podem aplicar com maior facilidade as condições operativas desejadas. O Laboratório di Ingegneria Sanitaria (LISA) dell’Università di Trento (Trento – Itália) em parceria com o Laboratório de águas residuárias (LAR) da Universidade Estadual Paulista Campus de Bauru, tem a tempos realizado pesquisas para colocar a bom termo métodos respirométricos aplicáveis a Alagados Construídos Aerados. No âmbito destas pesquisas, foi desenvolvido um respirômetro de laboratório para medir as variações de oxigênio em fase aquosa a partir de uma coluna de terreno.

Até este momento, foram testadas com este respirômetro (Figura 01) algumas amostras de terreno na configuração de um leito a fluxo vertical. O objetivo da implementação e aplicação deste instrumento consiste em medir a velocidade de consumo de oxigênio no tempo, com o fim de estimar os parâmetros cinéticos relativos ao processo de remoção de substâncias orgânicas e da nitrificação.



Figura 01. Reator biológico de aço inox.

3. **METODOLOGIA.**

As atividades da pesquisa tiveram início em novembro de 2007. Neste mês, houve a montagem do reator preenchido com quatro camadas segundo Cooper (96), ou seja: 20cm de brita 2, 10cm de brita 1, 20cm de pedrisco e 10cm de areia

Primeiramente, realizou-se os testes de detenção hidráulica com fluxo contínuo. Este experimento consistiu na fixação de uma mangueira, com fluxo de água contínuo, na parte superior do reator, até que a lâmina de água permanecesse acima da camada de areia. Uma outra mangueira foi acoplada na parte mais inferior do reator, permitindo que o volume e o fluxo de água no interior do sistema ficasse constante. Em seguida preparou-se 200mL de uma solução de Cloreto de Sódio (NaCl) com concentração de 49,0 mS/cm, medida por um condutivímetro, vertendo-se esta solução no interior do reator com fluxo de água contínuo. As medições de condutividade foram obtidas através de outro condutivímetro com duas sondas, sendo uma sonda de temperatura localizada no meio do sistema (parte central do reator) e a outra instalada na parte inferior do reator. A aquisição de dados provenientes deste condutivímetro deu-se através do programa de captação automática de dados Hyper Terminal® (software de propriedade da Microsoft Windows). O sistema foi mantido em funcionamento até que os valores lidos pela sonda voltassem próximos aos valores iniciais (antes da adição da solução).

Além do teste de detenção hidráulica com fluxo contínuo, achou-se necessário realizar testes de detenção hidráulica com recirculação do sistema, sendo assim, foi possível ter conhecimento da capacidade de homogeneização para as várias vazões analisadas, ou seja: 5L/h, 10L/h, 15L/h, 20L/h. Inicialmente preencheu-se o reator com água, fixando o nível de água à distância de 9 cm acima da camada superior de areia. Em seguida acionou-se a bomba de recirculação do sistema, ajustando-a para cada vazão correspondente. Posteriormente, foi preparada uma solução de cloreto de sódio, com concentração de 49,0

mS/cm, isto, realizado com o auxílio de um agitador magnético e um condutivímetro. O início do teste propriamente dito iniciou-se com a adição de 25 mL da solução de cloreto de sódio ao volume de água no interior do reator biológico, imediatamente após, acionou-se o programa de aquisição automática de dados Hyper Terminal. O sistema permaneceu em funcionamento até a estabilização da condutividade.

Concluídos os testes hidrodinâmicos, foi realizado o período de adaptação do sistema durante 30 dias, colocando no reator o esgoto coletado no campus da UNESP de Bauru, com a macrófita Equisetum arvense (cavalinha) instalada (Figura02). Esta fase teve o objetivo de formar a flora bacteriana na superfície do meio suporte. O fornecimento de oxigênio para as bactérias efetuou-se através de um sistema de aeração artificial.



Figura 02: Detalhe da planta Equisetum arvense (cavalinha) antes e depois de instalada no reator

O processo de aeração artificial do sistema foi realizado utilizando-se uma bomba de ar, com a saída de oxigênio submergida na lâmina de líquido acima da camada de areia. O controle de oxigênio procedeu-se de forma automática através do software Delta Log. Uma sonda de oxigênio fixada na parte superior do reator fornecia a leitura para o software, este por sua vez, processava a informação acionando a bomba de ar quando a medição fosse inferior ao valor de 5,5mg/L, desligando a mesma para valores acima de 6,0mg/L (Figura03). Este procedimento de aeração artificial foi utilizado em todos os testes respirométricos na primeira prova. Já para a segunda prova a faixa de oxigenação foi entre 6,5 e 7,0mg/L, pois para alguns ensaios a oxigenação de 5,5 a 6,0mg/L mostrou-se insuficiente nos primeiros dias de cada experimento, período cuja a demanda de oxigênio é maior.



Figura 03: Detalhe do reator no processo de Aeração Artificial.

O teste respirométrico deu-se com a introdução do esgoto in natura do campus da UNESP de Bauru, considerado de carga média. Os testes foram iniciados com a vazão de recirculação de 5L/h. O afluente permanecia aproximadamente sete dias no sistema. Os dados provenientes da sonda de oxigênio eram transmitidos ao computador, através do software Delta Log e as medições de condutividade eram coletadas pelo programa de captação automática de dados Hyper Terminal.

Para cada uma das quatro vazões da pesquisa (5L/h, 10L/h, 15L/h e 20L/h) procede-se com a seguinte seqüência: 1ª semana: introdução de esgoto in natura do campus da UNESP de Bauru (carga média); 2ª semana: alternância de três dias com acetato de sódio e outros quatro dias com cloreto de amônio, ambos tendo carga média; 3ªsemana: permanência de esgoto sintético produzido (carga alta); 4ª semana: introdução de acetato de sódio (carga alta); 5ª semana: permanência de cloreto de amônio (carga alta).

Na segunda semana contada a partir do início da fase respirométrica, procedeu-se com a retirada do esgoto do campus da UNESP do interior do reator, introduzindo posteriormente os elementos acetato de sódio e cloreto de amônio, estes dois últimos com a finalidade de se obter parâmetros da cinética da remoção de substratos carbônicos e da cinética da nitrificação respectivamente, por se tratar de elementos puros, não ocasionando assim problemas de interferentes, proporcionando uma melhor interpretação gráfica dos resultados (Andreottola et al., 2002). Foram realizados testes com dois níveis de dosagem, um com carga considerada média e outra com carga considerada alta para os dois elementos anteriormente citados.

Baseando-se nos resultados das análises da série nitrogenada, escolheu-se para o cloreto de amônio, a concentração de 30mg/L de DQO, sendo esta triplicada quando considerada como carga alta. Para o acetato de sódio a concentração foi de 200mg/L de DQO, também triplicada quando fosse de carga alta. Devido a não obtenção da curva endógena para os dois elementos acetato e cloreto (carga alta) em uma única semana de experimento, realizou-se uma semana de experimento para cada produto, contribuindo para o prolongamento da primeira prova.

Primeiramente, nos três dias iniciais, inseriu-se a solução de acetato de sódio, em seguida, efetuou-se a retirada do mesmo e procedeu-se com a entrada da solução de cloreto de amônio. Este procedimento foi realizado para a carga média, para a carga alta foi realizado uma semana de experimento para cada produto, pois foi verificado a não obtenção da curva

endógena para a carga alta em três e quatro dias respectivamente para os produtos: acetato de sódio e cloreto de amônio.

A fase endógena da taxa de absorção de oxigênio indica o final do experimento respirométrico, aonde ocorre a oxigenação necessária apenas para manter as funções das células das bactérias, não havendo assim, demanda de oxigênio para a degradação da matéria orgânica.

Iniciou-se posteriormente os testes com carga alta com a preparação de um composto sintético. Inicialmente os testes com esgoto sintético não apresentou o resultado esperado, pois para as vazões 5L/h e 10L/h não foi possível obter a fase endógena devido a alta carga orgânica.

Para efeito de comparação para a primeira prova, foram realizados testes com pedrisco em substituição a areia para as quatro vazões propostas: 5L/h, 10L/h, 15L/h e 20L/h. As vazões 5L/h e 10L/h mostraram-se inviáveis para este tipo de meio suporte com o esgoto sintético (carga alta) como substrato, pois os aeradores foram insuficientes para oxigenar o sistema, fato constatado pela constante medição de 0mg/L (durante todo o experimento) na sonda de oxigênio fixada na parte inferior do reator. Por outro lado, resultados positivos foram observados para os experimentos realizados com as vazões de 15L/h e 20L/h com esgoto sintético como substrato e pedrisco em substituição à areia como meio suporte. Nestes testes, foi possível a obtenção da endógena e a conseqüente determinação dos parâmetros cinéticos para o sistema.

A desmontagem do reator foi realizada na última semana de julho, sendo constatada a configuração do sistema conforme pode ser observada na Figura 04. Na parte mais inferior do reator (à esquerda), nota-se a camada de brita 2, com 20cm de espessura, logo acima está a camada de brita 1, com 10cm de espessura, por último, a camada de pedrisco, com cerca de 30cm de espessura: 20cm iniciais adicionados aos 10cm em substituição a camada de areia inicial. Observa-se também a planta Equisetum arvense (Cavalinha) instalada no sistema (detalhe na Figura 05) e uma grade na parte mais inferior do reator (Figura 04), esta última com a finalidade de proteger as sondas de oxigênio e de condutividade instaladas neste local.



Figura 04. Visualização do interior do reator biológico após o término da primeira prova.



Figura 05. Planta instalada no reator

Deste modo, a finalização da primeira prova deu-se na desmontagem do sistema de quatro camadas segundo Cooper, seguindo-se posteriormente para a segunda fase da pesquisa..

A segunda prova, foi configurada com enchimento de 50cm de poliestireno expandido (EPS) e 10cm de pedrisco (na parte superior) para evitar a flutuação do meio suporte inferior. Para esta segunda etapa da pesquisa também foi utilizada a macrófita Equisetum arvense.

Foram efetuados os testes hidrodinâmicos, repetidos com igual metodologia descrita anteriormente.

Em seguida, teve início a fase de adaptação da segunda prova, período com duração de quatro semanas. Este procedimento consistiu na introdução de esgoto in natura proveniente do campus da UNESP de Bauru e objetivou a formação da colônia de bactérias responsáveis pela degradação dos substratos. Posteriormente a esta fase, procederam-se os testes respirométricos.

O início dos testes respirométricos para a segunda prova, se deu com a entrada de esgoto da UNESP no reator, ajustando a primeira recirculação para 5L/h, seguindo os testes semelhantemente à primeira prova, para cada uma das quatro vazões estipuladas (5L/h, 10L/h, 15L/h e 20L/h), o reator após o experimento foi aberto, podendo-se verificar as condições do EPS após todo o processo (Figuras 06)

Para cada entrada e saída de esgoto do reator (carga média e alta) foram realizadas as análises químicas de todos os parâmetros que seguem: Demanda Bioquímica de Oxigênio – DBO; Demanda Química de Oxigênio – DQO; Série Nitrogenada: Nitrogênio total, Nitrogênio Amoniacal, Nitrato e Nitrito, Fósforo Total; e Sólidos Totais Sedimentáveis.



Figura 06: Visualização do interior do reator biológico após o término da segunda prova.

4. RESULTADOS.

Dentre as curvas analisadas, as referentes à adição de acetato de sódio apresentam de forma mais clara a proporcionalidade da vazão em relação a taxa de consumo de oxigênio, ou seja, quanto maior é a vazão de operação, maior é a velocidade que as bactérias utilizam o oxigênio para degradar a matéria orgânica aplicada.

Os valores de oxigênio consumido para a degradação do acetato de sódio com carga média nas diferentes vazões apresentaram valores próximos entre si e curvas semelhantes, pois trata-se de um elemento rapidamente biodegradável. Os ensaios com as vazões 10 e 20 L/h para o produto mencionado anteriormente mostram a presença de interferentes, devido provavelmente à presença de algum resíduo quando realizado o ensaio anterior, este fato ocasiona um pequeno aumento da área real de OD calculada. Entretanto, podem-se obter as relações de OD pela DQO aplicada para cada vazão, tendo como resultados 0,196; 0,269; 0,196 e 0,253, para as vazões de 5L/h; 10L/h; 15 L/h e 20 L/h respectivamente.

Estes valores quantificam a capacidade que o sistema oferece para depurar a DBO rapidamente biodegradável. Na literatura encontra-se o valor de: 0,288 para a relação OD/DBO (ANDREOTTOLA et al., 2002).

Por outro lado, os ensaios com acetato de sódio (carga média), para a segunda prova, apresentam notável diferença em relação as da fase inicial da pesquisa. Isso pode ser explicado pela diferença de configuração dos dois sistemas, embora também pode-se levar em conta a influência dos interferentes presentes nos experimentos, seja devido aos resíduos dos produtos anteriormente testados, seja da colônia de bactérias, sem o mesmo nível de desenvolvimento inicial. Entretanto, nota-se valores semelhantes em relação a primeira prova na divisão do OD consumido e a DQO aplicada ao sistema ou seja: 0,191; 0,125; 0,195 e 0,270, para as vazões de 5L/h; 10L/h; 15 L/h e 20 L/h respectivamente

Semelhantemente ao primeiro caso, as provas realizadas com acetato de sódio com carga alta apresentaram curvas com comportamentos próximos entre si, pois observa-se um decréscimo brusco da TCO após um patamar de consumo de OD. Nota-se também que os períodos de degradação em todas as vazões experimentadas estão em torno de 40 horas, desconsiderados os interferentes no início da respiração endógena, mais especificamente do ensaio realizado com a vazão de 15L/h. Estes interferentes não fazem parte da composição do produto ensaiado, mas provavelmente do substrato anteriormente testado.

Todavia, comparando-se com os resultados da segunda prova, nota-se que também houve

uma diferenciação na configuração da curva da TCO, em que não se nota a queda brusca nos valores de consumo de oxigênio, pelos mesmos motivos citados nos ensaios do produto com carga menor. Observa-se ainda, que o tempo de degradação para as duas vazões maiores são aproximadamente 60% do valor das menores vazões e que o consumo de oxigênio (mg/L) é mais uniforme entre as vazões na segunda prova. Apesar de apresentar maior uniformidade no consumo de oxigênio para carga orgânica alta de DBO rápidamente biodegradável, a configuração com EPS apresenta maior período até a estabilização do efluente.

Em relação aos ensaios com o cloreto de amônio, constatou-se a necessidade de maior tempo de permanência das soluções preparadas no reator (aproximadamente 120 horas, 5 dias), para as vazões 5L/h, 10L/h e 15L/h. Procedendo dessa forma foi possível determinar os parâmetros cinéticos e o oxigênio total consumido. Contudo, os resultados da fase inicial da pesquisa estavam melhores definidos e apresentaram valores de TCO com menor variação entre as vazões.

Verificando-se o teste com o esgoto da UNESP, observou-se que não há uma curva característica para as quatro vazões estudadas, isto deve-se a complexidade da composição do esgoto, na qual se tem a presença de mais substâncias, de cuja algumas rapidamente biodegradáveis e outras lentamente biodegradáveis. Pode-se perceber ainda, que a uniformidade dos resultados aumenta conforme decresce a vazão de recirculação e é menor na primeira prova. Por outro lado, analisando cada vazão para a experimentação com esgoto da UNESP, destacam-se as vazões de 20L/h e 15L/h em ordem de importância respectivamente no meio suporte com a configuração de Cooper (96). Isto deve-se a degradação de cerca de 300 mg/L de DBO em 60 horas para a vazão de 20L/h e a degradação de cerca de 140 mg/L de matéria orgânica em um período de 50 horas para a vazão de 15L/h.

Os ensaios com o esgoto sintético foram realizados com o objetivo de avaliar o comportamento do esquema de tratamento para substratos com características industriais, entretanto, os experimentos com as vazões mais elevadas (15L/h, e 20L/h) proporcionaram condições de colmatação da camada superior do meio suporte (10 cm de areia na configuração de quatro camadas), impedindo o refluxo normal do efluente. A solução encontrada foi trocar a camada de areia por uma de pedrisco.

Porém somente as vazões de 15L/h e 20L/h obtiveram êxito na experimentação para este tipo de afluente testado, os quais, observa-se a degradação mais rápida do substrato correspondente à vazão de 15L/h. Nesta prova foi adicionada 443 mg/L de DBO (carga considerada alta), havendo degradação completa em 24horas. Em seguida pode-se constatar a degradação de 356.7 mg/L de DBO em 30 horas de ensaio para a vazão de 20 L/h quando inserido o esgoto sintético no reator.

Comparando-se com os testes com esgoto sintético para a camada de EPS, as vazões de 15 e 20 L/h apresentaram melhores resultados e maior semelhança entre si, remoção de 366 e 348 mg/L, respectivamente . No entanto, a estabilização do efluente se deu em período superior ao dobro da primeira prova. Quanto às vazões menores para a segunda fase removeram mais de 600 mg/L de DBO em aproximadamente 6 dias.

Com relação aos parâmetros cinéticos determinados acima, o valor de XH0 representa a

biomassa heterotrófica ativa presente no tempo igual a zero, quantificando a biomassa ativa (bactérias) inicial do sistema. Os valores de XH0 são bem variáveis, tendo uma relação apenas entre os testes de acetato de sódio (carga alta), pois a média dos valores da primeira prova quanto da segunda estão na ordem de 4000 mgSSV. L^{-1}.

O parâmetro YH expressa a capacidade de crescimento da biomassa heterótrofa presente no sistema, sendo diretamente proporcional à carga orgânica aplicada, ou seja, quanto maior a concentração de matéria orgânica presente, maior é o potencial de crescimento da biomassa heterótrofa. Quanto a esse parâmetro, é possível observar na Tabela 4 e 6 que a capacidade média de crescimento das bactérias encontram-se em torno de 0,78 mgDBO.mgDBO^{-} para os dois enchimentos, evidenciando a igualdade dos sistemas neste aspecto. Para efeito de comparação o valor típico de YH é igual a 0,67 mgDBO.mgDBO^{-1} (IAWPRC Task Group, Henze et al., 1987), 0,64 ± 0,04 (Sollfrank e Gujer, 1991).

Verificou-se que o valor de YH é apenas calculado para o caso de degradação da matéria orgânica biodegradável. Para o caso da cinética de nitrificação, Andreottola et al. admite que deva ser considerado um fator de conversão entre o oxigênio consumido e amoniacal oxidado a nitrato. Assim, tem-se uma relação conforme mostra equação 20:

$$\Delta NH_4 = \frac{\Delta O_2}{4{,}57} \qquad \text{(equação 20)}$$

Outro parâmetro determinado na presente pesquisa foi o coeficiente de decaimento endógeno (bH), este quantifica o decréscimo de biomassa ativa e a conseqüente redução de oxigênio consumido em todo o esquema de tratamento. Em média, o decaimento da biomassa deu-se em maior escala para a carga orgânica média aplicada, na configuração com EPS, bH = 0,008 mgOD.mgSSV^{-1}.h^{-1} e para a carga nitrificada (carga média) para o mesmo enchimento, EPS, bH = 0,004 mgOD.mgSSV^{-1}.h^{-1}.

Para a TCO0 (taxa inicial de consumo de oxigênio) constatou-se que as maiores taxa iniciais de oxigênio estão entre os ensaios da primeira prova, onde nota-se média de 4,53 e 2,59 mgOD.L^{-1}.h^{-1} para acetato e cloreto, respectivamente, ambos com carga alta.

Através das Figuras de Michaelis-Menten, pode-se extrair a velocidade máxima de remoção do substrato (Vmáx - mgDBO.L^{-1}.h^{-1} para CH3COONa e mgNH4.L^{-1}.h^{-1} para NH4Cl), a constante de meia velocidade, que corresponde a metade do valor de Vmáx,.e tendo-se os valores da constante de meia velocidade, que se encontra na região onde a cinética se dá em primeira ordem, onde as reações de degradação tendem para o final, é possível conhecer o valor da constante de saturação, resultados que aplicam-se ao tratamento biológico de esgotos.

Outro parâmetro importante para dimensionamento é a taxa de aplicação volumétrica (TAV), dada em gDBO.m^{-3}.dia^{-1} e a taxa de aplicação superficial (TAS), dada gDBO.m^{-2}.dia^{-1}, esta também foi calculada em m^2.hab^{-1}, através do consumo per capita , 54,0 gDBO.hab^{-1}dia^{-1} (CETESB, 2008). Neste aspecto, o sistema com configuração em camadas utiliza menor área por habitante, apesar da segunda alternativa apresentar maior capacidade volumétrica (8,5L). Isso pode ser explicado pelo fato do tratamento com preenchimento de EPS demandar maior tempo de degradação do substrato, em média cerca de 50% superior a primeira prova.

Por outro lado, para os substratos nitrificados testados em dois níveis, houve melhores resultados para a TAV e TAS para a segunda prova. No entanto, de forma semelhante aos compostos carbônicos experimentados, a carga alta apresentou maior aplicação por unidade de volume e área por dia.

Comparando os tempos até a estabilização da matéria orgânica para o esgoto do Campus da UNESP de Bauru e o esgoto sintético, para a primeira e a segunda fase da pesquisa, respectivamente, verifica-se para o esgoto da UNESP, maior rapidez de estabilização quando aplicado no leito com quatro camadas (exceto para a vazão 10L/h), todavia, as amostras de efluente coletadas no campus de Bauru para a segunda prova apresentaram resultados de DBO mais altos, demandando maior período para a degradação do substrato. O mesmo pode ser verificado para o esgoto sintético, pois os respectivos valores de DBO também resultaram superiores aos da prova inicial. Ainda em relação ao período de depuração, a vazão de 15L/h demonstra nas duas provas e para os dois níveis de carga orgânica experimentados (alta e média), os resultados mais satisfatórios.

As figuras de 07 a 10 mostram alguns exemplos de curvas da TCO apresentadas na primeira e segunda provas dos ensaios realizados.

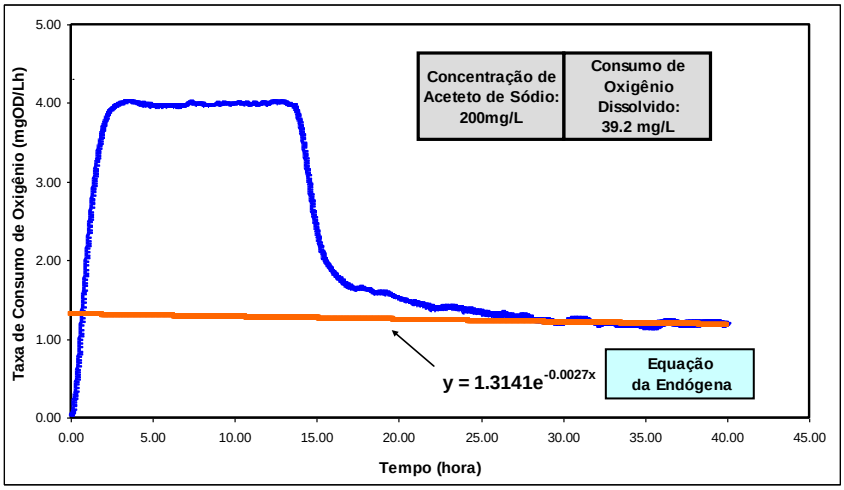


Figura 07. Curva da TCO para Acetado de Sódio Carga Média Vazão de 5 L/h (Primeira Prova).

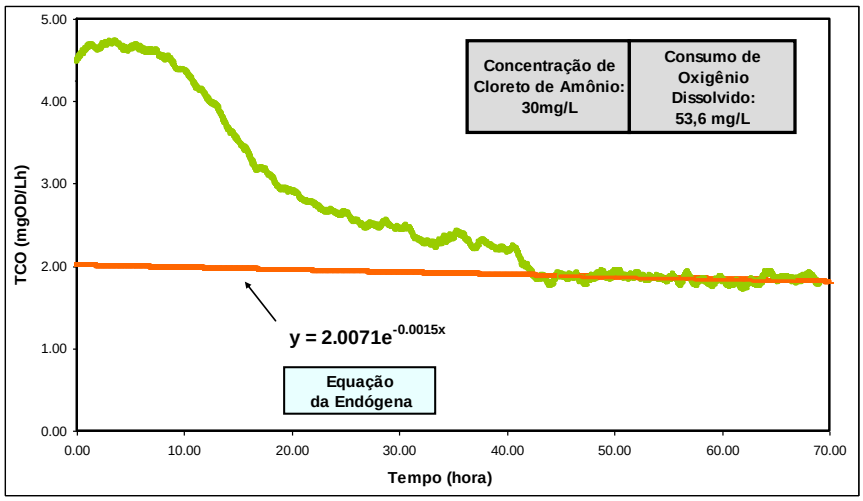


Figura 08. Curva da TCO para Cloreto de Amônio Carga Média Vazão de 10 L/h (Primeira Prova).

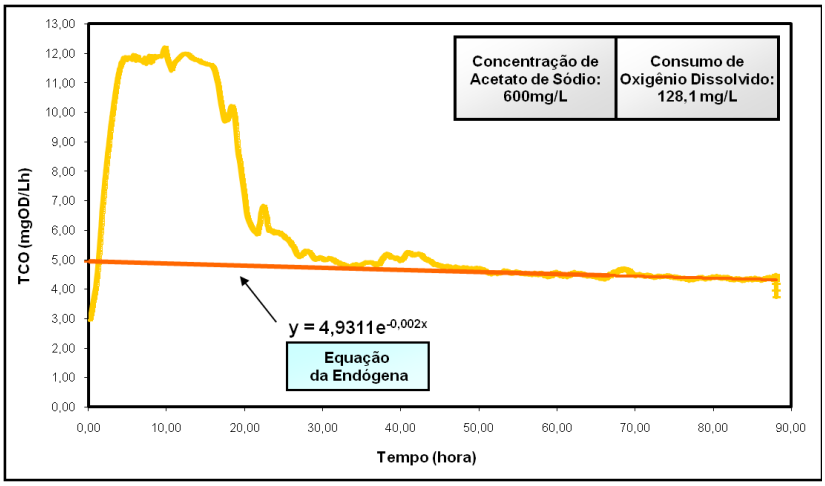


Figura 09. Curva da TCO para Acetato de Sódio, Carga Média Vazão de 10 L/h (Segunda Prova).

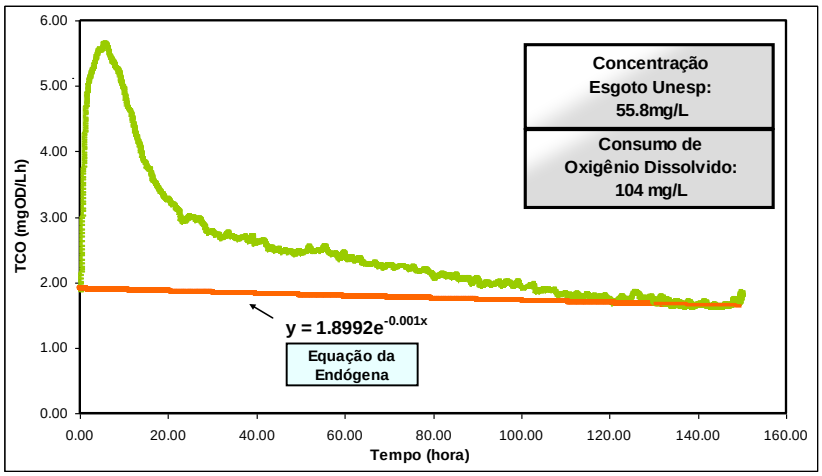


Figura 10. Taxa de Consumo de Oxigênio para esgoto da Unesp, vazão 10L/h (Segunda Prova).

As figuras de 11 a 12 mostram exemplos de determinação das curvas de Michaelis-Menten com linearilização de Lineweaver-Burk para a primeira e segunda prova.

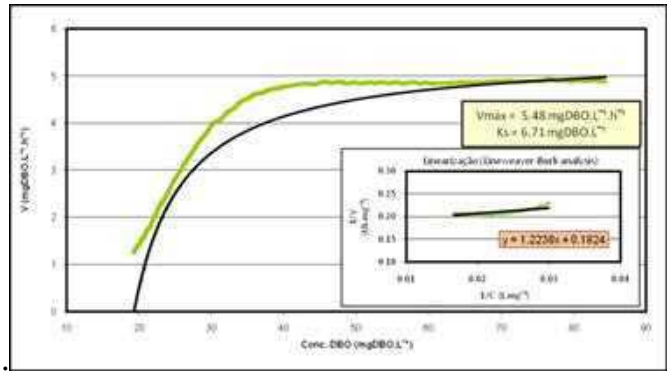


Figura 11. Adição de acetato de sódio com carga média para a vazão 10L/h (primeira prova).

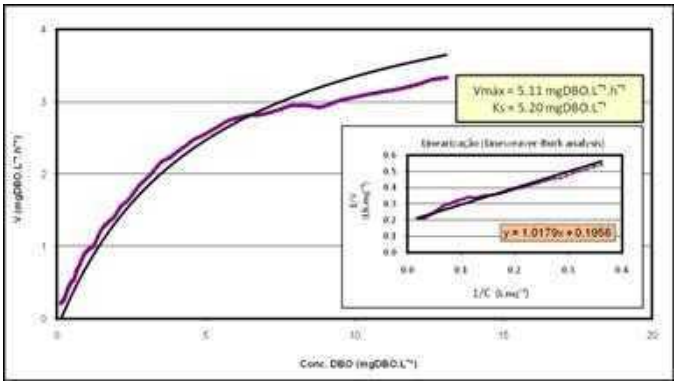


Figura 12. Adição de acetato de sódio com carga média para a vazão 20L/h (segunda prova).

Através dos resultados obtidos puderam-se extrair os seguintes coeficientes utilizando-se

as curvas de TCO:

Coeficiente de decaimento endógeno (bH);
Coeficiente específico de crescimento da biomassa heterótrofa (YH);
Biomassa heterotrófica ativa presente no tempo igual a zero (XHO) e
Taxa de consumo de oxigênio inicial (TCOo).

Para o exemplo apresentado na Figura 07, a Tabela 01 mostra (como exemplo) os valores dos parâmetros obtidos.

Tabela 1. Parâmetros cinéticos

Y_H	(mgSSV/mgDQO)	0,804
b_H	(mgOD/mgSSV.h)	-0,0027
X_{HO}	(mgSSV/L)	486,7
TCOo	(mgOD/Lh)	1,3141

5. CONCLUSÃO.

O meio suporte constituído por quatro camadas segundo Cooper (96) mostrou-se vantajoso em relação ao segundo, camada única de EPS, no que diz respeito aos tempos médios de degradação da matéria orgânica, comprovado nos experimentos com acetato de sódio. Consequentemente proporciona menor área para a implantação do sistema de tratamento. Em contrapartida, a configuração com poliestireno expandido apresentou melhor desempenho com compostos nitrificados em relação à taxa de aplicação volumétrica e a taxa de aplicação superficial. Além disso, apresenta maior volume de vazios constatado pela comparação de volumes de substratos testados, 8,5L contra 7,5 litros do primeiro sistema, o que resultou em maior capacidade hidráulica.

Quanto às recirculações empregadas para os testes, 15L/h e 20 L/h mostraram-se mais adequadas, pois proporcionaram menores períodos de estabilização da matéria orgânica, principalmente na aplicação de compostos carbônicos para a segunda prova. No entanto para a configuração em camadas segundo Cooper (96), essas vazões não foram utilizadas inicialmente, pois contribuíam para o transbordamento do reator quando era ensaiado com esgoto sintético (carga alta), devido a colmatação da camada superior de areia. A troca desta camada de areia permitiu a operação das vazões maiores, porém não foi adequada para as vazões 5L/h e 10L/h, pois os níveis de oxigenação utilizados não eram suficientes. Neste aspecto, a configuração com EPS não apresentou problemas.

Finalmente, o fornecimento artificial de oxigênio para que as bactérias pudessem consumir a carga orgânica, possibilitou que o reator trabalhasse com um volume aproximadamente duas vezes maior do que para o mesmo método à aeração natural, neste caso, feita por difusão. Em contrapartida, deve-se levar em consideração o gasto de energia para este consumo de oxigênio obtido artificialmente.

Com base nas análises anteriores, conclui-se que os dois sistemas possuem ótimas características de tratamento de efluentes, tendo o modelo de Cooper (96) maior economia de área. No entanto, o sistema com camada única de EPS apresenta algumas vantagens, tais como: melhor operacionalização com vazões ótimas e cargas orgânicas altas, menor

custo de materiais constituintes, além de promover destinação sustentável do poliestireno expandido, o qual, muitas vezes não tem destinação adequada.

A adaptação do método respirométrico ao sistema de tratamento de águas residuárias em Alagados Construídos mostra-se útil na determinação dos parâmetros cinéticos envolvidos. O tratamento fornece ainda alta eficiência na degradação do efluente aplicado, fato comprovado pelas análises químicas realizadas.

6. Agradecimentos

À FAPESP – Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo, pelo aporte de verba destinada a pesquisa e a 4 bolsas de estudos de Iniciação Científica.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

ANDREOTTOLA G. et al. 2002. Respirometria applicata alla depurazione delle acque: principi e metodi. **Collana scientifico-divulgativa Monographia, n. 3**. Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università degli Studi di Trento, Trento.

BREEN, P.F. 1990. A mass balance method for assessing the potential of artificial wetlands for wastewater treatment. **Water Res**., v.24, p.689.

COOPER, P.F. et al. 1996. Reed beds and constructed Wetlands for Wastewater Treatment. **WRc Publications**, 206p.

GERSBERG, R.M.; ELKINS, B.V.; GOLDMAN, C.R. 1983. Nitrogen removal in artificial wetlands. **Water Res.**, v.17, p.1009.

KAYSER, K.; KUNST, S. Processes in vertical-flow reed beds: nitrification, oxygen transfer and soil clogging. **Wat. Sci. Tech**., v.51, n.9, pp. 177-184, 2005.

MARA, D. D. and Johnson, M. L. (2005**).** Facultative waste stabilization ponds and aerated rock filters: *the* solution for small communities in the UK? In *Proceedings of the Third CIWEM National Conference* (ed. N. J. Horan), vol. 1, pp. 469 472. **Leeds: Aqua Enviro**. [L]

MOORHEAD, K.K.; REDDY, K.R. 1990. Carbon and nitrogen transformations in wastewater during treatment with Hydroctyle umbellata L. **Aquat. Bot**., v.37, p.153.

REED, S.C.; MIDDLEBROOKS, E.J.; CRITES, R.W. 1988. *Natural Systems for Waste Management and Treatment.* New York: McGraw-Hill.

WATSON, J.T. et al. *Performance expectations and loading rates for constructed wetlands*. In: Hammer, D.A.(ed.), 1989.

APLICAÇÃO DE MÉTODOS ELETROQUÍMICOS PARA TRATAMENTO DE EFLUENTES DE LAVANDERIA HOSPITALAR

Carlos A. LUTTERBECK(1); Rômulo O. SCHWAICKHARDT(2); Filipe V. ZERWES(3); Lourdes T. KIST(4); Ênio L. MACHADO(5).

O presente trabalho visou realizar a caracterização analítica dos efluentes gerados em uma lavanderia hospitalar, bem como o tratamento destes efluentes visando detoxificação. Os ensaios de tratamento empregados na presente pesquisa envolveram três métodos: eletroflotação (EF), eletroflotação combinada com o processo de ozonização (EF/O_3) e eletroflotação seguida do processo de ozonização (EF+O_3). Estes ensaios ocorreram em um reator eletroquímico bipolar do tipo coluna, com capacidade para 10L, em acrílico, dotado de difusor de ar com pedras porosas, quatro eletrodos de aço SAE 1045 conectados em série, de amostrador e saída de gás. O processo de ozonização ocorreu com o auxílio de um gerador de ozônio com capacidade de geração de até 2.000 mg O_3 h^{-1} .

Para os ensaios de tratamento foram adicionados 1000 mg L^{-1} de NaCl aos efluentes. Foram realizadas análises de parâmetros de carga (DBO_5 e DQO), e ecotoxicológicas utilizando o organismo-teste *Daphnia magna* antes e após a realização de cada ensaio. Os ensaios envolvendo o processo de EF com condutividade induzida através da adição de NaCl realizados durante 60 minutos obtiveram os melhores desempenhos. O efluente gerado no enxágüe inicial das compressas passou da condição de extremamente tóxico (12,58%) para moderadamente tóxico (61,59%), enquanto que as reduções de DBO_5 e DQO foram de, respectivamente, 32% e 9%. Com relação ao efluente oriundo da etapa da lavagem, a DQO apresentou uma redução de 41%, enquanto que a toxicidade foi reduzida consideravelmente, passando da condição de extremamente tóxico (6,89%) para pouco tóxico (76,65%).

Com base nos resultados obtidos, verificou-se que o processo de EF constitui-se em uma alternativa interessante para o tratamento dos efluentes de lavanderia hospitalar, apresentando principalmente potencial detoxificante e podendo ser integrado a outros processos como pré ou pós-tratamento.

PALAVRAS-CHAVE: detoxificação, eletroflotação, lavanderia hospitalar

[1] Mestre em Tecnologia Ambiental - Universidade de Santa Cruz do Sul/UNISC

[2] Aluno do Curso de Química Industrial da Universidade de Santa Cruz do Sul.

[3] Engenheiro Ambiental - Universidade de Santa Cruz do Sul.

[4] Química, Doutora em Química, Professora do Programa de Pós-Graduação em Tecnologia Ambiental -UNISC

[5] Químico Industrial. Doutor em Engenharia. Professor do Programa de Pós-Graduação em Tecnologia Ambiental e Professor adjunto do Departamento de Química e Física da Universidade de Santa Cruz do Sul. E-mail: enio@unisc.br. Endereço: Avenida Independência, 2293 - Caixa Postal 188 – Universidade de Santa Cruz do Sul - Bairro Universitário – Santa Cruz do Sul – RS – CEP 96.815-900 – Brasil – Tel/Fax: 0xx (51) 3717-7545

1. INTRODUÇÃO

O contato dos efluentes hospitalares com o ecossistema aquático leva a um risco diretamente relacionado com a existência de substâncias perigosas, as quais podem ter potenciais efeitos negativos sobre o balanço biológico dos ambientes naturais (Kümmerer, *et al*., 2002). A complexidade dos poluentes presentes nestes efluentes hospitalares pode integrar amplo grupo de contaminantes, tais como microorganismos patogênicos, surfactantes, residuais de medicamentos e seus metabólitos, desinfetantes, radionuclídeos entre outros, associando-se sempre o potencial de toxicidade destes descartes (Emmanuel, et al., 2005).

Os hospitais são instituições que consomem uma quantidade significativa de água diariamente, na faixa entre 400 a 1200 litros/leito/dia e geram igualmente significativas quantidades de efluentes (Emmanuel *et al*., 2005). Dependendo das atividades desenvolvidas em cada estabelecimento, os efluentes podem ser gerados nos mais variados setores: laboratórios de análises clínicas, setores de radio e quimioterapia, lavanderias, UTI's e leitos de diversas classes de acomodação.

Uma vez que os chamados processos convencionais de tratamento (anaerobiose, sistemas aeróbios com membranas, sistemas óxicos/anóxicos) têm se mostrado apenas parcialmente efetivos para este propósito, os mesmos deverão ser integrados a outros processos capazes de obterem melhorias significativas no tratamento destes efluentes.

Dentro deste contexto, um crescente número de pesquisas tem sido destinado à utilização de processos oxidativos avançados (POA's), os quais mostram-se efetivos na degradação dos principais compostos responsáveis pela toxicidade destes efluentes. Tais processos apresentam como grande vantagem em relação aos processos convencionais de tratamento de efluentes a alta sua eficiência em oxidar compostos orgânicos complexos a moléculas simples, mais facilmente biodegradáveis, ou até mesmo mineralizando totalmente a matéria orgânica, formando dióxido de carbono e água.

Estudos mostram que utilização conjunta dos processos geralmente é benéfica e leva a melhoria da eficiência do tratamento. Dependendo das propriedades do efluente tratado e do objetivo do tratamento, os POA's podem ser empregados como pré-tratamento, por exemplo, para converter compostos inicialmente biorecalcitrantes em compostos intermediários prontamente biodegradáveis, seguidos por um pós-tratamento biológico, ou, como póstratamento (Klavariotl *et al*., 2008).

Certamente, dentre os diversos setores hospitalares, um dos que apresenta maior relevância quanto à geração de efluentes é a lavanderia hospitalar. Segundo dados do Ministério da Saúde, cerca de metade da água utilizada no hospital é destinada ao consumo da lavanderia. Estima-se que sejam necessários entre 35 a 40 litros de água para cada quilo de roupa seca nas máquinas de lavagem, em cargas individuais, considerando-se uma previsão de 250litros/leito/dia (MINISTÉRIO DA SAÚDE, 1986).

Os efluentes da lavanderia hospitalar constituem uma das causas mais significativas de danos ambientais entre os vários setores das unidades de cuidados de saúde típicas, em

virtude de suas características refratárias, devido à presença de sanitizantes, desinfetantes, antibióticos, agentes de limpeza e outros surfactantes (Emmanuel et al.,2005; Kümmerer, 2001).

O presente trabalho buscou realizar a caracterização do efluente bruto de uma lavanderia hospitalar localizada no Vale do Rio Pardo bem como efetuar o tratamento deste efluente visando mitigar os impactos ambientais decorrentes do seu descarte inadequado e adequá-lo as legislações vigentes no Estado do Rio Grande do Sul – Resolução CONSEMA nº 128/2006 e Resolução CONSEMA nº 129/2006.

Os principais objetivos decorrentes deste estudo foram a redução dos parâmetros de carga (DBO_5 e DQO), bem como a detoxificação do efluentes oriundos das lavanderias hospitalares. Para tanto foram realizados ensaios de tratamento utilizando os processos oxidativos avançados, dentre os quais as tecnologias eletroquímicas e a ozonização. Os ensaios foram desenvolvidos através de reatores concebidos e configurados no grupo de pesquisa em ciência e tecnologia ambiental da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC.

2. METODOLOGIA

2.1 Caracterização dos Efluentes

As amostras utilizadas neste estudo foram coletadas diretamente na área de saída do efluente de uma das máquinas de lavar (modelo da marca INEQUIL), cujo funcionamento ainda é manual, antes do seu descarte na fossa séptica da unidade hospitalar.

A classificação das roupas no processo de lavagem foi efetuada através da classificação atribuída no próprio hospital, considerando-se o grau de contaminação entre pesado e leve. Ademais, foram obtidas informações sobre os dias da semana que geravam a maior quantidade de roupas com alto grau de sujidade e de contaminação.

Dessa forma, visando a obtenção dos efluentes mais críticos descartados pelo processo de lavagem, foi realizada a coleta das amostras com grau de contaminação pesada. As amostras foram coletadas no local apropriado sob normas de higiene e segurança, de acordo com o APHA/AWWA - *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater* (2005), acondicionadas e preservadas adequadamente e, após, transferidas para os laboratórios da Universidade de Santa Cruz do Sul - UNISC. Os parâmetros caracterizados nos efluentes brutos e tratados foram DQO, DBO_5, NTK, fósforo total, turbidez, pH, Cor Absorciométrica (600 nm), condutividade, coliformes termotolerantes e ecotoxicidade aguda com *Daphnia magna* Straus, 1820. Os procedimentos metodológicos da rotina de ecotoxicologia utilizados no mesmo seguem as normas da ABNT 12713 (2004) para *Daphnia magna.*

A partir dos resultados das determinações da EC (I)50 48h, utilizou-se uma escala de toxicidade relativa tendo como critério de classificação os percentis 25°, 50º (mediana) e 75º, conforme mostra o Quadro 1. No processamento da informação, empregou-se a estatística descritiva para a tabulação dos dados e sua ilustração gráfica, como por

exemplo, gráfico de barras (histogramas) para a visualização e interpretação da distribuição percentual dos resultados dos testes de toxicidade

Quadro 1. Escala de toxicidade relativa para EC (I)50 48h (%) com *Daphnia magna.*

Percentil	CE(1)50	Toxicidade
25%	<25%	Extremamente Tóxica
50%	25-50%	Altamente Tóxica
75%	50-75%	Moderadamente Tóxica
	>75%	Pouco Tóxica

Fonte: Brentano (2003)

2.2 Ensaios de Tratamento dos Efluentes

Os ensaios de tratamento empregados envolveram os processos de Eletroflotação (EF), Eletroflotação conjunta com Ozonização (EF/O_3) e Eletroflotação seguida de Ozonização (EF+O_3). Todos os ensaios foram realizados com amostras resultantes destas etapas do processo de lavagem de roupas hospitalares. O reator empregado foi do tipo coluna, com capacidade para 10L, em acrílico, dotado de difusor de ar com pedras porosas, quatro eletrodos de ferro conectados em paralelo, de amostrador e saída de gás.

O processo de ozonização ocorreu com o auxílio de um gerador de ozônio por descarga elétrica, com capacidade de geração de até 2.000 mg O_3 h^{-1} (RADAST 2C) alimentado com corrente de ar previamente seco com *trap's* de $CaCl_2$ e SiO_2 gel.

Os ensaios de eletrofloculação foram realizados com o pH *'in natura'*, ou, seja, sem alterações. O pH da etapa denominada de "enxágüe das compressas" variou de 6,5 – 7. Enquanto isso, o pH etapa chamada de lavagem mantinha-se em torno de 10.

Cada ensaio de tratamento teve a duração de 60 minutos, sendo realizada retirada de alíquotas do reator visando avaliar a eficiência do processo a 0', 30' e 60'. Simultaneamente a realização do processo também ocorria a insuflação de ar através das pedras porosas localizadas na base do reator, objetivando a homogeneização da amostra.

A combinação destes dois métodos teve a realização de o pH 'in natura', e em outros ocorreram alterações do pH destes efluentes para condições ácidas, em torno de 3,5 o pH da "lavagem" e do "enxágüe das compressa". A acidez desses efluentes foi obtida a partir da adição de H_2SO_4 (10%).

Os ensaios também tiveram a duração de 60 minutos e a retirada de alíquotas a 0', 30' e 60'. Assim com nos ensaios apenas com EF, também ocorreu a insuflação de ar. Novamente com o intuito de melhorar a condutividade dos efluentes e, conseqüentemente, foram realizados ensaios nos quais ocorreu a adição de 1g L^{-1} sal ao efluente. O sistema EF/O_3 pode ser visualizado na figura 19

Após a realização dos processos de EF e EF/O_3, ocorreram ensaios de tratamento de EF +O_3. Cada ensaio teve a duração de 2 horas. Na 1ª hora o reator trabalhou apenas com o processo de EF. Em seguida a EF foi desligada e iniciou-se o processo de O_3 também com a duração de hora. Assim com nos ensaios apenas com EF e EF/O_3, também ocorreu a insuflação de ar. Novamente com o intuito de melhorar a condutividade dos efluentes e, conseqüentemente, foram realizados ensaios nos quais ocorria a adição de 1g L^{-1} sal ao efluente.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Caracterização Analítica dos Efluentes.

Conforme descrito anteriormente, o processo de lavagem de roupas é dividido em diferentes etapas. Visando a identificação das frações mais críticas, cada uma dessas etapas recebeu uma caracterização analítica. Os dados obtidos são apresentados Quadro 2.

Quadro 2. Caracterização analítica das frações do efluente da lavanderia hospitalar.

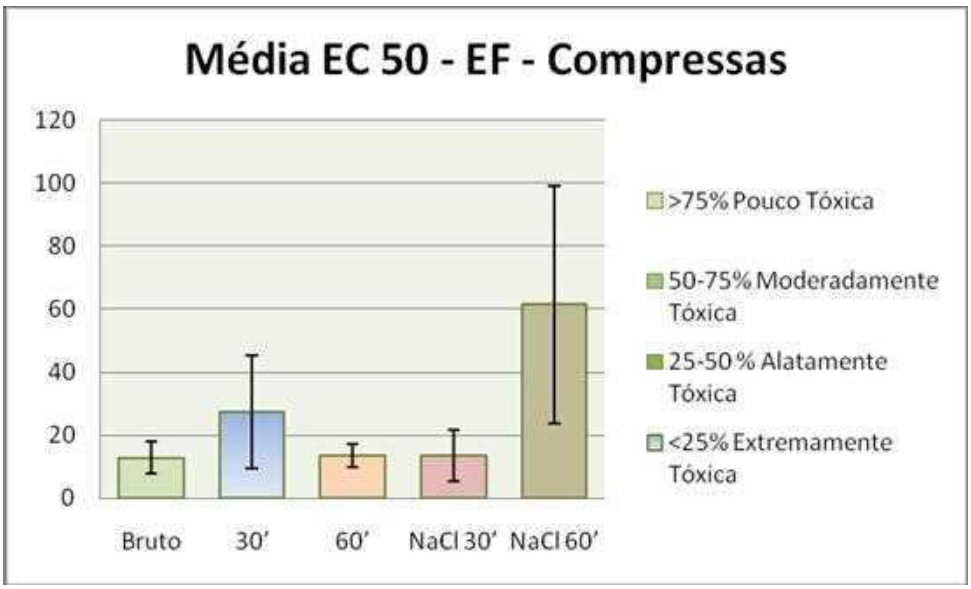
	Enxágüe Composto*	**Lavagem***	**Amaciamento***	**Amostra Composta***	**1º Enxágüe Compressas***
DQO (mg L^{-1})	293,95 ± 113,81 C.V.= 0,39	555,58 ± 122,34 C.V.=0,22	153,85 ± 70,08 C.V. =0,46	288,46± 104,66 C.V. =0,36	838,86± 93,37 C.V. =0,11
DBO_5 (mg L^{-1})	70 ± 27,22 C.V. =0,39	0	0	23,33± 17,21 C.V. =0,74	440,67± 56,1 C.V. =0,13
Condutividade (µS/cm)	213,3	368,8	378.26	412,03	363,76
pH	7	9,5	6,5	9	7
Turbidez (NTU)	59,56	73,55	73,06	43	213,94
Fósforo Total (mg L^{-1})	0,47	0,19	0,48	1,5	1,95
Nitrogênio Total Kjedahl (mg L^{-1})	12,1	3,13	1,1	6,6	67,6
Coliformes Termotolerantes NMP/100 ml	68.333	>180	>180	15.500	2.966.000
Ecotoxicidade EC (50) (%)	100	14,2± 10,57 C.V. =0,74	65,49± 13,66 C.V. =0,21	81,49± 16,42 C.V. =0,20	28,8± 8,58 C.V. =0,3

*** n = 3. ** Coeficiente de Variação.**

Com base nos dados obtidos a partir da caracterização analítica do efluente, constatou-se a presença de duas frações com um grau impactante maior, sendo elas as etapas da "lavagem" e do "enxágüe inicial das compressas". No entanto, segregadamente, todas as frações devem envolver estudo de detoxificação. O "enxágüe composto", detoxifica por diluição, estabelecendo uma forma inadequada de gerenciamento destes efluentes, pois os mesmos devem priorizar o controle na fonte de poluição. Neste trabalho são apresentados os resultados de tratamento dos enxágües das compressas.

3.2 Ensaios de Tratamento do "Enxágüe das Compressas"

Com relação à toxicidade, os melhores resultados foram obtidos através de ensaios realizados durante 60 minutos no quais ocorria a adição de 1000mg L^{-1}de NaCl. Conforme o Quadro desenvolvido por Brentano (2003) e adotada como referência no presente estudo para avaliar o grau de toxicidade, observou-se que efluente passou da condição de extremamente tóxico (12, 58%) para moderadamente tóxico (61,59%). As demais médias de EC 50 obtidas através de ensaios realizados em triplicata do processo de EF podem ser observadas na Figura 1.

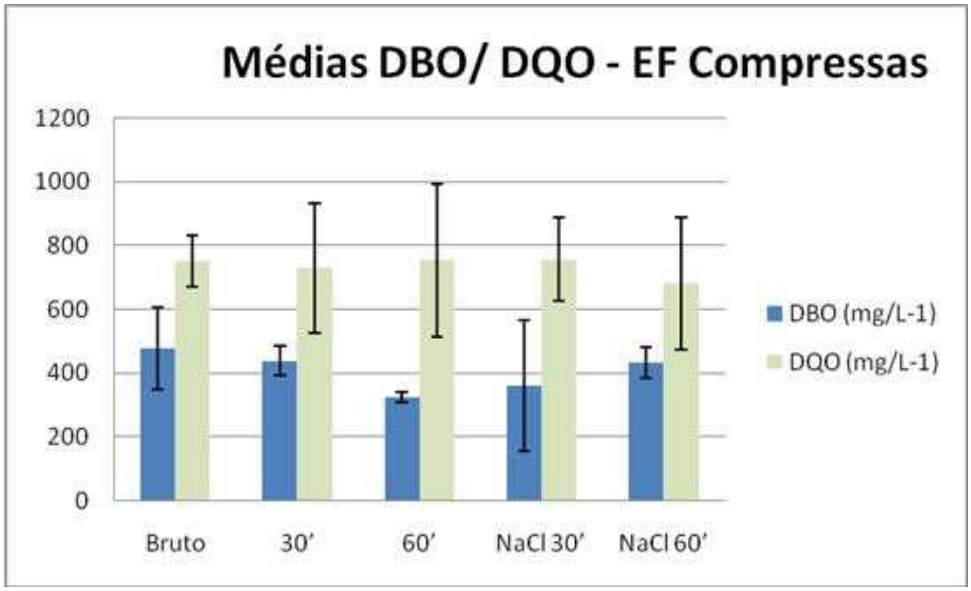


CV: **Bruto** - 0,4; **30'**- 0,66; **60'** - 0,27; **30' NaCl** - 0,6 **60' NaCl** - 0,61

Figura 1. Médias da CE 50 obtidas a partir de ensaios de EF

As melhoras da toxicidade das amostras em obtidas a partir de 30’ 60’ e 30’ NaCl, em relação ao bruto, foram de, respectivamente, 214%, 10,7%, e 10,6%.

A redução dos parâmetros de carga (DBO/DQO) mostrou-se mais efetiva com relação à DBO, sendo que as melhores remoções foram obtidas a partir de ensaios realizados durante 60 minutos sem a adição de sal. Quando comparado ao efluente bruto (476, 66 mg/L^{-1}) estes ensaios obtiveram uma redução média de 32% (Figura 2).



CV/ DBO: **Bruto** – 1,27; **30’**- 0,11; **60’** - 0,05; **30’ NaCl** – 0,57 **60’ NaCl** - 0,11
CV/ DQO: **Bruto** - 0,11; **30’**- 0,27; **60’** – 0,31; **30’ NaCl** - 0,17 60’ **NaCl** - 0,33
Figura 2. Médias de DBO/DQO obtidas através dos ensaios de EF

Com relação a DQO, os resultados foram pouco significativos, com redução ocorrendo a 60’ NaCl (redução de 9,03%). Os demais parâmetros avaliados durante a realização dos testes são apresentados com os valores médios no Quadro 3.

Quadro 3. Valores médios de Parâmetros Complementares do Processo de EF.

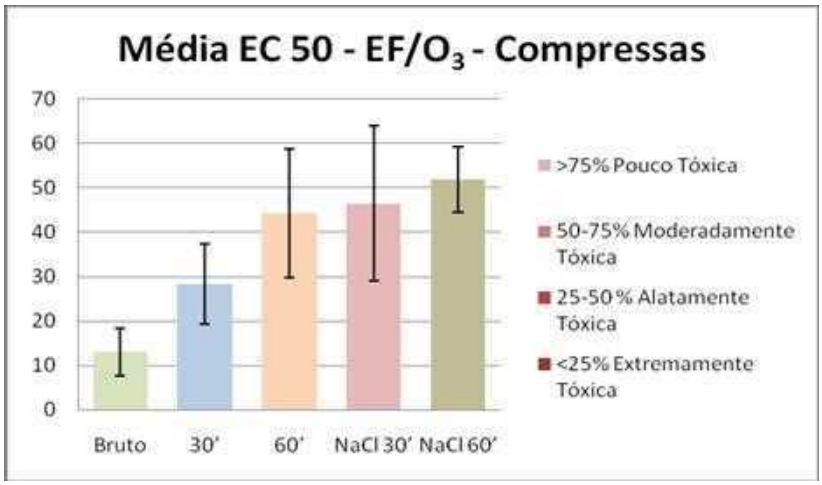
	Bruto	30’	60’	30’ NaCl	60’ NaCl
Turbidez	202,21 NTU	635,45 NTU	658, 61 NTU	757,70 NTU	732,93 NTU

Condutiv.	285 µS/cm	260 µS/cm	296 µS/cm	1466 µS/cm	1447µS/cm
Cor	0,309	0,685	0,736	0,409	0,973
pH	6,72	7,01	7,07	7,14	7,18

Analisando-se os dados acima observa-se um aumento significativo da turbidez do efluente. Em relação as amostras brutas, os aumentos de 30', 60', 30'NaCl' e 60'NaCl são, respectivamente de: 318%, 325%, 375% e 362%. Os aumentos observados na cor dos efluentes também foram bastante significativos. Atribui-se estas mudanças bruscas na turbidez e na cor dos efluentes tratados por EF principalmente a formação de íons férricos durante o processo. Conforme descrito por Crespilho e Rezende (2004) o processo de EF tende a elevar o pH do efluente quando este se encontra ácido. Esta elevação, embora bastante discreta, pode ser observada nos dados apresentados no Quadro 3.

Como já fora mencionado anteriormente, o êxito do processo de EF depende de uma condutividade elevada do efluente. Silva *et al*. (2000) realizaram estudos para avaliar o efeito da condutividade na remoção da carga orgânica de efluentes oriundos de uma indústria de lacticínios. Nestes ensaios a condutividade do efluente foi induzida através da adição de diferentes quantidades de NaCl. Os resultados revelaram que condutividade melhorou a eficiência da remoção de DQO até a faixa de aproximadamente 2000 µS/cm. Acima deste valor formou-se um platô, onde não foram observadas significativas melhorias na redução de DQO. A adição de 1000mg L^{-1}, obteve aumentos consideráveis de aproximadamente 500% em relação ao efluente bruto, atingindo valores de condutividade bem próximos aos descritos por Silva *et al*. (2000) como sendo os adequados.

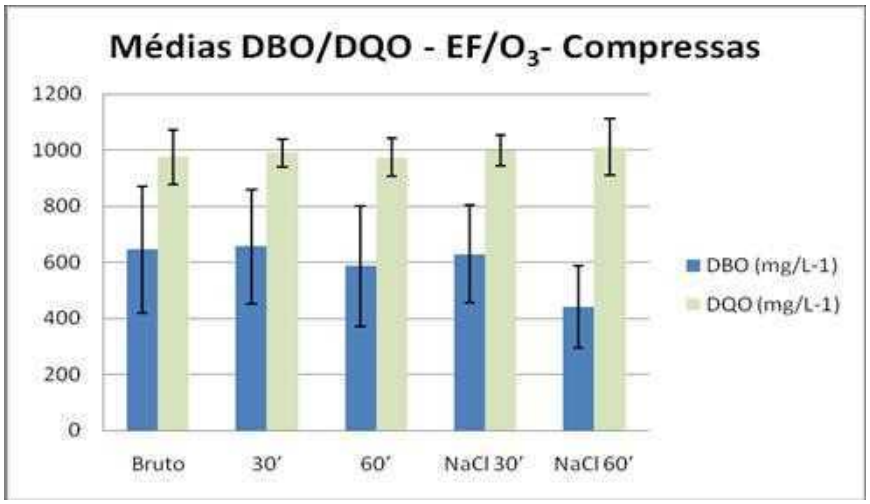
Os resultados da aplicações do processo EF/O_3 podem ser vistos nas Figuras 3 e 4. Observa-se uma melhora acentuada em relação à toxicidade do efluente. Assim como nos testes realizados apenas através do processo de EF, os melhores resultados foram obtidos a partir da amostra 60' NaCl.



CV: **Bruto** - 0,41; **30'**- 0,32; **60'** - 0,33; **30' NaCl** - 0,37 **60' NaCl** - 0,14

Figura 3. Médias da CE 50 obtidas a partir de ensaios de EF/O_3

Muito embora a redução nos índices de toxicidade na melhor condição observada nestes testes (60'NaCl) não tenha sido tão efetiva quando comparado aos testes realizados com EF, é importante observar que as reduções nas demais amostras (30'; 60'; 30'NaCl) apresentaram-se superiores nessa combinação de métodos quando comparados a EF. As melhoras nos índices de toxicidade observadas para 30'; 60'; 30'NaCl, foram de, respectivamente, 216%, 338%, e 355%.



CV/ DBO: **Bruto** – 0,35; **30'**- 0,31; **60'** - 0,36; **30' NaCl** – 0,27 **60' NaCl** - 0,33
CV/ DQO: **Bruto** - 0,10; **30'**- 0,05; **60'** – 0,07; **30' NaCl** - 0,05 60' **NaCl** - 0,1

Figura 4. Médias de DBO/DQO obtidas através dos ensaios de EF/O_3

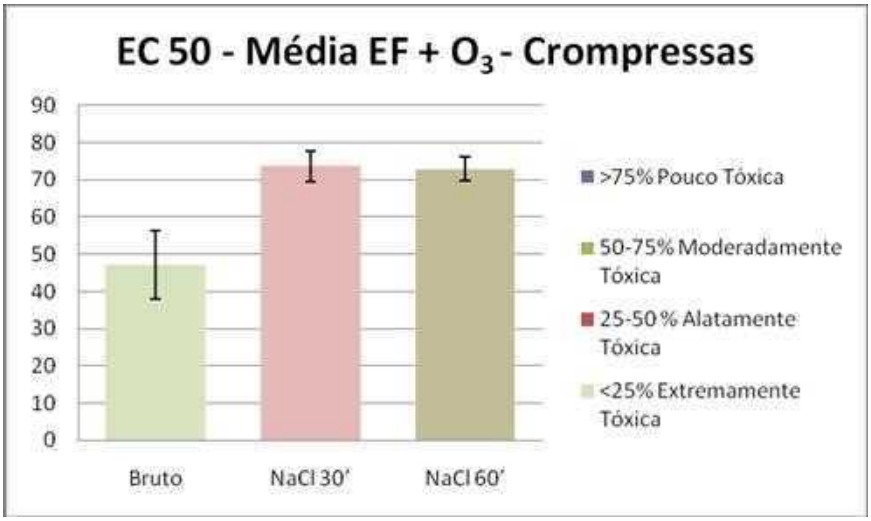
Com relação às reduções de carga orgânica, o quadro que se observa é muito semelhante aos testes realizados com EF apenas, ou seja, uma redução média na DBO e pouquíssima alteração nos índices de DQO. Conforme indica a Figura 4, a melhor condição do processo em relação à redução de DBO foi a de 60' NaCl, com uma melhora de 32%, passando de 644, 7 mg L^{-1} (bruto) para 439,33 mg L^{-1}.

Observando-se o Quadro 4, contendo os demais parâmetros analisados durante a execução dos testes verifica-se que, novamente, no decorrer dos ensaios ocorreram aumentos nos índices de turdidez e na cor. Porém, cabe ressaltar que tais aumentos foram bem menos expressivos em comparação com os observados no processo isolado de EF. A condutividade manteve-se nos testes de 30'NaCl e 60' NaCl manteve-se nos níveis desejados através da adição de 1000 mg L^{-1}. Também se constatou um pequeno aumento no pH das amostras.

Quadro 4. Valores médios de Parâmetros Complementares do Processo de EF/O_3

	Bruto	30'	60'	NaCl 30'	NaCl 60'
Turbidez	155,63 NTU	156,98NTU	148,90 NTU	180,40 NTU	178,25 NTU
Condutiv.	277,7 µS/cm	275,1 µS/cm	264,5 µS/cm	1632,7 µS/cm	1673,2µS/cm
Cor	0,283	0,261	0,267	0,323	0,335
pH	7,89	7,49	7,53	8,45	8,75

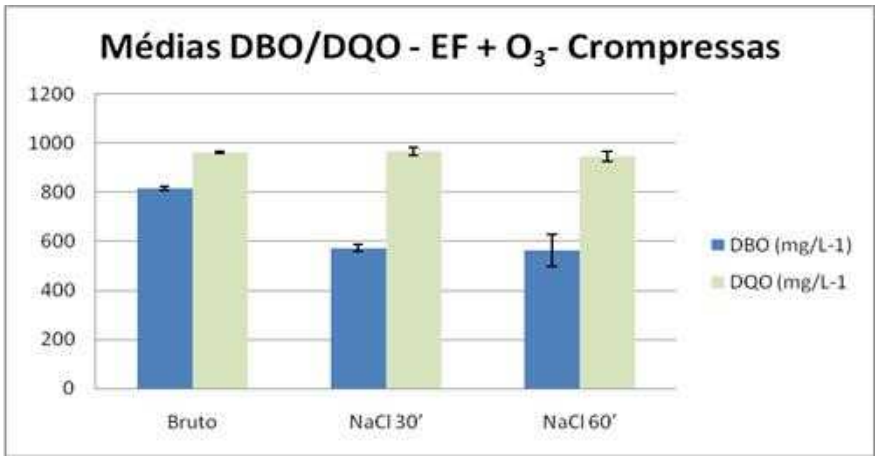
Em virtude dos resultados obtidos a partir dos testes anteriores e, visto que, os melhores resultados tanto com relação a redução da toxicidade, quanto com relação a redução dos parâmetros de carga haviam sido obtidos com a adição de NaCl, os testes realizados através de **EF + O_3** envolveu apenas a realização de ensaios com amostras que tiveram a sua condutividade induzida através da adição de NaCl (Figuras 5 e 6).



CV: **Bruto** - 0,19; **30' NaCl** - 0,06 **60' NaCl** - 0,04

Figura 5. Médias da CE 50 obtidas a partir de ensaios de EF + O_3

Da mesma que nos testes realizados anteriormente, este método também apresentou-se eficiente com relação a redução da toxicidade do efluente. Com base nos dados fornecidos pela Figura 5, verifica-se que ambos os tempos de execução foram efetivos, com uma melhora um pouco mais acentuada sendo observada a 30 minutos. Em relação ao efluente bruto, as melhoras obtidas para 30'NaCl e 60'NaCl foram de, respectivamente, 64% e 63,5%.



CV/ DBO: **Bruto** – 0,01; **30' NaCl** – 0,03 **60' NaCl** - 0,11
CV/ DQO: **Bruto** - 0,01; **30' NaCl** - 0,02 60' **NaCl** - 0,02

Figura 6. Médias de DBO/DQO obtidas através dos ensaios de EF + O_3

Assim como já observado nos ensaios envolvendo EF e EF/O_3, as reduções de DBO foram medianas, enquanto que as variações de DQO foram insignificantes. Como pode ser visualizado na Figura 6 melhor desempenho na redução de DBO foi obtido nos testes de 60 minutos, com uma melhora de 31% (815,5 para 564,5 mg L^{-1})

4. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A necessidade de um gerenciamento adequado dos efluentes oriundos das unidades hospitalares é grande especialmente nos países em desenvolvimento. É necessária uma otimização de todos os setores pertinentes ao hospital, visando não apenas ao tratamento, mas também a redução da geração de efluentes.

Dentre os setores que mais demandam água e insumos químicos em um hospital, encontra-se a lavanderia, gerando grandes volumes de efluentes com características peculiares, que conferem aos mesmos alta toxicidade e recalcitrância.

Com relação a lavanderia hospitalar da presente pesquisa, faz-se uma ressalva importante quanto a necessidade da adoção de medidas de produção mais limpa nas questões relativas ao consumo de água, visando reduzir as enormes quantidades gastas durante os ciclos de lavagem de roupas.

A caracterização analítica dos efluentes provenientes da lavanderia apontou a presença de duas frações mais críticas com relação aos impactos ambientais decorrentes de seu descarte inadequado. Os efluentes gerados a partir do enxágüe inicial das compressas apresentavam, em virtude da presença de sangue, fezes e demais secreções corpóreas, a presença de alta carga patogênica bem como uma alta toxicidade. O efluente produzido através da etapa da 'lavagem' possuía, devido a utilização de insumos químicos, entre outras características uma alta refratariedade assim como, altos índices de toxicidade.

A aplicação de métodos eletroquímicos visando o tratamento dos efluentes do enxágüe das compressas obteve bons resultados tanto na redução da toxicidade quanto na redução da carga orgânica (DBO). Os melhores resultados com relação a estes dois parâmetros foram obtidos através da combinação dos métodos EF + O_3, durante um tempo de 60 minutos.

AGRADECIMENTOS

Ao CNPq , patrocinador de bolsas de produtividade em pesquisa e iniciação científica, nos processos 306703/2008-4 e 507583/2010-8. A FAPERGS e UNISC, financiadoras dos estudos de pesquisa e extensão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12.713: (2003a). *Ecotoxicologia aquática - Toxicidade aguda - Método de ensaio com Daphnia spp. (Cladocera, Crustacea)*. Rio de Janeiro, 16 p. Brasil.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13.373: (2003b) *Ecotoxicologia Aquática - Toxicidade crônica - Método de ensaio com Ceriodaphnia spp. (Crustacea, Cladocera)*. Rio de Janeiro,12p.

APHA/AWWA – AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOCIATION. (2005). *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*. 21º ed, Washington.

Brentano, D. M.; Lobo, E. (2003). *Biomonitoramento de caráter ecotoxicológico no Vale do Rio Pardo, RS, Brasil*. Revista Tecno-Lógica, Santa Cruz do Sul, n. 2, v. 7, p. 85-95.

Crespilho, F. N.; Rezende, M. O. O. (2004).*Eletroflotação: Princípios e aplicações*. Editora Rima. São Carlos.

Emmanuel E. ; Blanchard J-M. ; Keck, G. ; Perroin, Y. (2001). *Caracte´risation chimique, biologique et ecotoxicologique des effluents hospitaliers De´chets Sciences et Techniques*. Rev FrancophE´ col Ind;22:31 – 3.

Emmanuel, E.; Keck, G.; Blanchard, J-M.; Vermande, P. and Perrodin, Y., (2004). *Toxicological effects of disinfections using sodium hypochlorite on aquatic organisms and its contribuition to AOX formation in hospital wastewater,* Environmental International 30, p. 891-900.

Emmanuel, E.; Perrodin, Y.; Keck, G.; Blanchard, J-M. and Vermande, P. (2005b). Ecotoxicological risk assessment of hospital wastewater: a proposed framework for raw effluents discharging into urban sewer network. J Hazard Mater;117:1–11.

Klavarioti, M.; Mantzavinos, D.; Kassinos, D. (2009). *Removal of residual pharmaceuticals from aqueous systems by advanced oxidation processes*. Environment International 35 402–417

Kümmerer, K., Eitel, A., BRAUN, U., HUBNER, P., DASCHNER, F., MASCART, G., MILANDRI, M., REINTHALER, F., VERHOEF, J., (1997). *Analysis of benzalkonium chloride in the effluent from European hospitals by solid-phase extraction and high performance*.

Kümmerer, K., Erbe, T., Gartisier, S., Brinker, L., (1998). *AOX emission from hospitals into municipal wastewater*. Chemosphere 36, 2437–2445.

Kümmerer, K.; Helmers, E.; Hubner, E. (1999). *European hospitals as a source for platinum in the environment in comparison with other sources*. The Science of the Total Environment 225, 1-2, p. 155-165.

Kümmerer, K.; Al-Ahmad, A.; Sundermann, V. M. (2000).*Biodegradability of some antibiotics, elimination of the genotoxicity and affection of wastewater bacteria in a simple test*. Chemosphere 40, p. 701-710

Kümmerer, K. (2001). *Drugs in the environment: emission of drugs, diagnostic aids and disinfectants into wastewater by hospitals in relation to other sources—a review*. Chemosphere 45, 957–969.

Kümmerer, K. (2002).*Drugs in the environment: emission of drugs, diagnostic aids and disinfectants into wastewater by hospitals in relation to other sources—a review*. Chemosphere 48,383.

Kümmerer, K., Al-Ahmad, A., Henninger, A., (2002). *Use of chemotaxonomy to study the influence of benzalkonium chloride on bacterial populations in biodegradation testing*. Acta Hydroch. Hydrob. 30, 171–178.

MINISTÉRIO DA SAÚDE (1986). *Manual de lavanderia hospitalar*, DNOSS, SNABS, 65 p.

RIO GRANDE DO SUL , Resolução CONSEMA n^0 129/2006 *Dispõe sobre a definição de Critérios e Padrões de Emissão para Toxicidade de Efluentes Líquidos lançados em águas superficiais do Estado do Rio Grande do Sul.*

RIO GRANDE DO SUL, Resolução CONSEMA n^0 128, 24 de novembro de 2006. Diário Oficial do Estado do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 07 dez. 1999, Secretaria da Saúde e Meio Ambiente/RS, Disponível na internet**:** http://www.aquaflot.com.br/legislacao.html. Acessado em 10 de janeiro de 2008.

SILVA, A. L. C. (2002). *Processo eletrolítico: Uma alternativa para o tratamento de águas residuárias*., 60f. Monografia de Especialização em Química Ambiental, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

APLICAÇÃO DO PROCESSO DE COAGULAÇÃO/FLOCULAÇÃO NO TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUAIS DE TINGIMENTO TÊXTIL

Carmen S.D. RODRIGUES [(1)]; Luis M.P. MADEIRA [(2)]; Rui A.R. BOAVENTURA [(3)]

RESUMO

Neste estudo avaliou-se o tratamento de efluentes têxteis simulados por coagulação/floculação com sulfato de Fe(II) e Magnafloc 155. Na coagulação variou-se a velocidade de agitação (entre 100 e 200 rpm), o tempo de reacção (de 1 a 5 min), a temperatura (15 a 50 ºC), o pH (3,5 a 10,4) e a dose de coagulante na gama de 15 a 1000 mg/L. Na floculação estudou-se a influência da velocidade de agitação (20 a 50 rpm), do tempo de contacto (15 a 45 min.) e da dose de floculante (Magnafloc 155) entre 0,25 e 5 mg/L.

Os resultados obtidos permitiram fixar, na etapa de coagulação, a velocidade de agitação em 150 rpm, o tempo de agitação em 3 minutos, a temperatura entre 22-28 ºC (T ambiente); na floculação, os melhores resultados verificaram-se para uma velocidade de agitação de 20 rpm e um tempo de contacto de 15 minutos. Para o efluente de tingimento de fibras de poliéster obteve-se 35,1% de remoção de carbono orgânico total (COT) nas condições óptimas (pH=8,3; $[Fe^{2+}]$ = 200 mg/L e [Magnafloc 155] = 1 mg/L). Relativamente ao efluente de tingimento de algodão, obtiveram-se remoções de cor de 91,4% e de COT de 45,4% para pH = 9,4 e $[Fe^{2+}]$ = 200 mg/L e uma dose de Magnafloc 155 de 0,5 mg/L.

PALAVRAS-CHAVE: Coagulação/floculação química, efluentes têxteis, Fe (II), tingimento.

[(1)] Estudante de Doutoramento em Engenharia do Ambiente, LSRE – Laboratório de Processos de Separação e Reacção/LEPAE – Laboratório de Engenharia de Processos, Ambiente e Energia, Departamento de Engenharia Química, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto; pda08002@fe.up.pt; +351225081636,

[(2)] Prof. Auxiliar, LEPAE – Laboratório de Engenharia de Processos, Ambiente e Energia, Departamento de Engenharia Química, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto; mmadeira@fe.up.pt; +351225081519,

[(3)] Investigador Principal, LSRE – Laboratório de Processos de Separação e Reacção, Departamento de Engenharia Química, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto; bventura@fe.up.pt; +351225081683

1. INTRODUÇÃO

A indústria têxtil é caracterizada por consumir grandes quantidades de água e gerar efluentes que contêm elevadas quantidades de corantes, de produtos auxiliares e de outros produtos químicos (Vandevivere et al., 2009). Estas águas residuais são caracterizadas por serem coradas e possuírem teores significativos de compostos orgânicos, bem como alguns sólidos em suspensão, metais, sais, entre outros (Kim et al., 2004).

A necessidade de promover o tratamento de águas residuais industriais é actualmente uma prioridade, quer devido aos impactes sobre o ambiente e saúde provocados pela descarga no meio hídrico de efluentes sem qualquer tratamento ou tratamento insuficiente, quer devido à escassez de água.

Os processos convencionais de tratamento de efluentes têxteis são a oxidação biológica, a coagulação/floculação química, a oxidação química e a adsorção. Os processos de oxidação biológica geralmente são baratos e fáceis de aplicar mas são ineficientes na remoção de cor uma vez que a maioria dos corantes são tóxicos e de estrutura complexa (Kim et al., 2004). As técnicas de oxidação química e adsorção são muito eficientes na remoção de corantes e alguns compostos orgânicos mas em contrapartida o custo é elevado (Kim et al., 2004; El-Gohary e Tawfik, 2009).

Um processo que permite simultaneamente remover os corantes e outros compostos orgânicos é a coagulação/floculação química. Esta técnica normalmente envolve três fases. Na primeira é adicionada um reagente químico (denominado coagulante) à água residual, que promove a destabilização dos poluentes ou forma partículas de baixa solubilidade, que aprisionam os poluentes. Na segunda fase promove-se a formação de partículas com maiores dimensões por agregação de micropartículas, promovendo a sua colisão a baixa velocidade e/ou através da adição de floculantes. Numa terceira fase procede-se à separação dos flocos formados através de sedimentação ou flutuação com ar dissolvido (Cañizares et al., 2009).

No processo de coagulação a desestabilização dos coloides é conseguida através da adição de um coagulante, normalmente $FeCl_3$, $Fe_2(SO_4)_3$, $FeSO_4$, $AlCl_3$ ou $Al_2(SO_4)_3$ (Hjorth et al., 2008, Joo et al., 2007). Na floculação promove-se a aglomeração dos flocos formados no processo de coagulação com a adição de um floculante, normalmente produtos orgânicos como o PRAESTOL, Superfloc, Magnafloc, Alginato, Prosédium e Purifloc (Alves, 2007).

Neste estudo pretendeu-se optimizar o processo de coagulação/floculação química usando $FeSO_4$ como coagulante e Magnafloc 155 como agente floculante, de modo a maximizar a remoção de cor e de carbono orgânico total (COT) de um efluente de tingimento de algodão (ALG) e a remoção de COT num efluente de tingimento de fibras de poliéster (PES). Neste último efluente não se avaliou a

remoção de cor uma vez que não apresentava pico de absorvância na zona do vísivel do espectro de absorção.

2. MATERIAL E MÉTODOS

2.1. Caracterização físico-química dos efluentes

Neste estudo utilizaram-se dois efluentes simulados: efluente de tingimento de fibras de poliéster com dois corantes dispersos (azul dianix KFBL e laranja dianix K3G) e efluente de tingimento de algodão com corantes reactivos (vermelho intenso procion H-EXL gran e amarelo procion H-EXL gran).

2.2. Procedimento experimental

Os ensaios de coagulação/floculação decorreram num Jar-tester (Isco ou Velp FP4). Mediu-se 300 mL de efluente e ajustou-se o pH com NaOH 1 ou 10 N e/ou H_2SO_4 1 N (consoante o pH pretendido na etapa de coagulação), promoveu-se uma agitação rápida e adicionou-se $FeSO_4.7H_2O$. De imediato reajustou-se o pH e prolongou-se a agitação pelo tempo pretendido.

Após a coagulação, procedeu-se a uma agitação lenta (20 rpm) durante 15 minutos de modo a promover a formação de flocos de maiores dimensões e facilitar a sua separação por sedimentação.

Nos ensaios a temperatura controlada procedeu-se de igual modo, mas o Jar-tester foi colocado numa estufa (Velp Scientifica FOC 225E) e a adição do coagulante foi realizada após estabilizada a temperatura no valor pretendido.

Nos ensaios de coagulação/floculação, os efluentes foram previamente tratados por coagulação nas condições óptimas, adicionou-se o floculante no início da fase de agitação lenta e prolongou-se esta agitação pelo tempo pretendido.

Retiram-se amostras após 30 minutos de sedimentação, nas quais se se determinou de imediato o carbono orgânico total (COT). A leitura da absorvância foi realizada após um dia de modo a que ocorresse a precipitação do ferro dissolvido, removendo-se o precipitado por centrifugação (Mini Spin Eppendorf) a 13400 rpm durante 2 minutos e eliminando-se assim a interferência na leitura da absorvânvia. Teve-se em conta a influência do pH na leitura da absorvância.

Os equipamentos usados nas determinações analíticas estão descritos na secção seguinte.

2.3. Métodos analíticos

A cor foi expressa como absorvância ao comprimento de onda de absorvância máxima no visível (espectrofotómetro Helius α da Unicam) – ver Tabela 1. As restantes determinações analíticas foram realizadas de acordo com os métodos descritos no Manual Standard Methods (APHA, 1998), com a excepção da determinação do azoto total, em que a digestão foi realizada segundo o método 4500-N C (Standard Methods) e o desenvolvimento da cor pelo método D 992-71 do Annual Book of ASTM Standards (ASTM, 1973).

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Iniciou-se o estudo pela caracterização físico-química dos referidos efluentes. Na Tabela 1 apresentam-se os resultados obtidos para diversos parâmetros.

Tabela 1. Caracterização dos efluentes de tingimento têxtil.

Parâmetro	**Efluente de Poliéster**	**Efluente de Algodão**
pH	8,3	11,4
Condutividade a 20 ºc (mS/cm)	2,9	23,2
Sólidos suspensos totais (mg/L)	21,7	67,0
Azoto total (mg N/L)	15,8	3,9
Nitratos (mg N/L)	1,9	0,8
Fósforo total (mg P/L)	3,0	5,7
Fósforo solúvel (mg P/L)	2,6	0,1
Carência química de oxigénio, CQO (mg O_2/L)	500	366,7
Carência bioquímica de oxigénio, CBO_5 (mg O_2/L)	139,8	78,1
C orgânico total (mg C/L)	152,8	113,4
Sulfatos (mg SO_4^{2-}/L)	885,8	41,0
Cloretos (mg Cl^-/L)	37,9	7392,9
Alcalinidade (mg $CaCO_3$/L)	774,4	4425,0
Absorvância (u.a.)	-	0,471*

* Lida a λ_{maximo} (560 nm)

Avaliou-se a influência de diversas variáveis processuais na remoção de cor e de COT para o efluente ALG e na remoção de COT para o efluente PES, quando estes são submetidos a um tratamento por coagulação/floculação química. Os parâmetros seleccionados para o estudo foram: velocidade de agitação na coagulação ($v_{coagulação}$) e floculação ($v_{floculação}$), tempo de agitação na coagulação ($t_{coagulação}$) e floculação ($t_{floculação}$), temperatura, pH, dose de ião ferroso e dose de floculante aniónico – poliacrilamida (Magnafloc 155).

3.1 Ensaios de coagulação química

Iniciou-se este estudo pela avaliação do efeito das variáveis processuais sobre a coagulação. Seguidamente descreve-se com maior detalhe a influência de cada variável estudada.

3.1.1. Efeito da velocidade de agitação na coagulação

Para avaliar a influência da velocidade de agitação realizaram-se três ensaios variando este parâmetro na gama 100 - 200 rpm. As restantes variáveis foram fixadas: pH= 8,3, $t_{coagulação}$= 3 min, T= 23-25 ºC e [Fe^{2+}] = 200 mg/L.

Na Figura 1 apresentam-se os valores obtidos para as remoções de COT e de cor. Pode-se observar que as remoções mantêm-se praticamente constantes para as velocidades testadas, atingindo-se remoções de COT de ~27% e ~40% para o PES e para o ALG, respectivamente; a remoção de cor no ALG é de ~90%.Tendo em conta os resultados obtidos fixou-se a velocidade em 150 rpm nos ensaios seguintes.

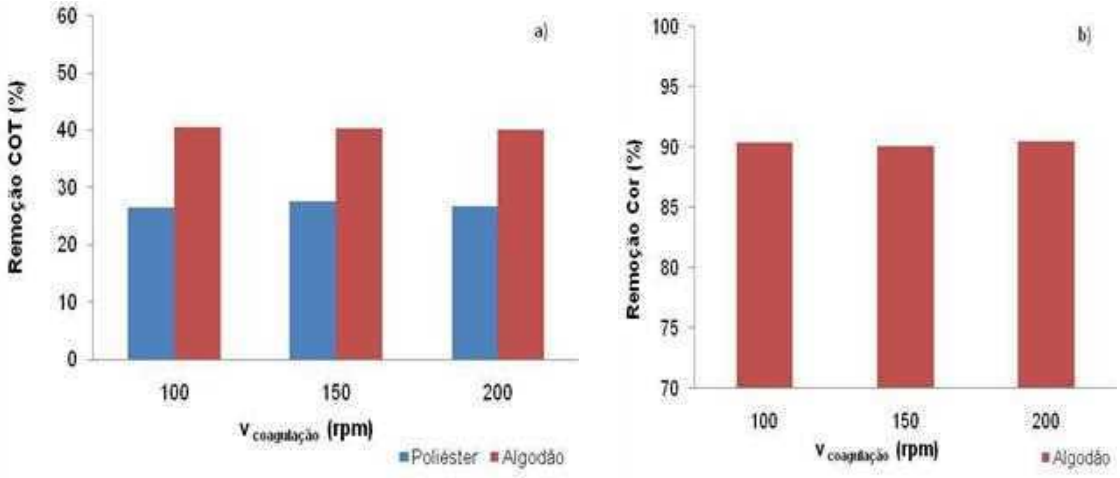


Figura 1. Variação da remoção de COT (a) e de cor (b) com a velocidade de agitação na coagulação.

3.1.2. Influência do tempo de agitação na coagulação

De modo a avaliar a influência do tempo de agitação, realizaram-se experiências para tempos de 1, 2, 3 e 5 minutos. As restantes variáveis processuais foram fixadas: pH=8,3, $v_{coagulação}$=150 rpm, T=$T_{ambiente}$ (22-24 ºC) e [Fe^{2+}] = 200 mg/L.

Para o ALG atingiram-se remoções de COT de ~40% e de cor de ~90% e para o PES obteve-se remoções de COT ~ 27%, mas também aproximadamente independentes de $t_{coagulação}$ (Figura 2). O tempo de agitação a utilizar posteriormente foi fixado em 3 minutos uma vez que, apesar das eficiências de remoção não dependerem do tempo de agitação, na gama estudada, investigações similares apontam para a utilização deste tempo de agitação (Gao et al., 2007; Bes-Piá et al,. 2002).

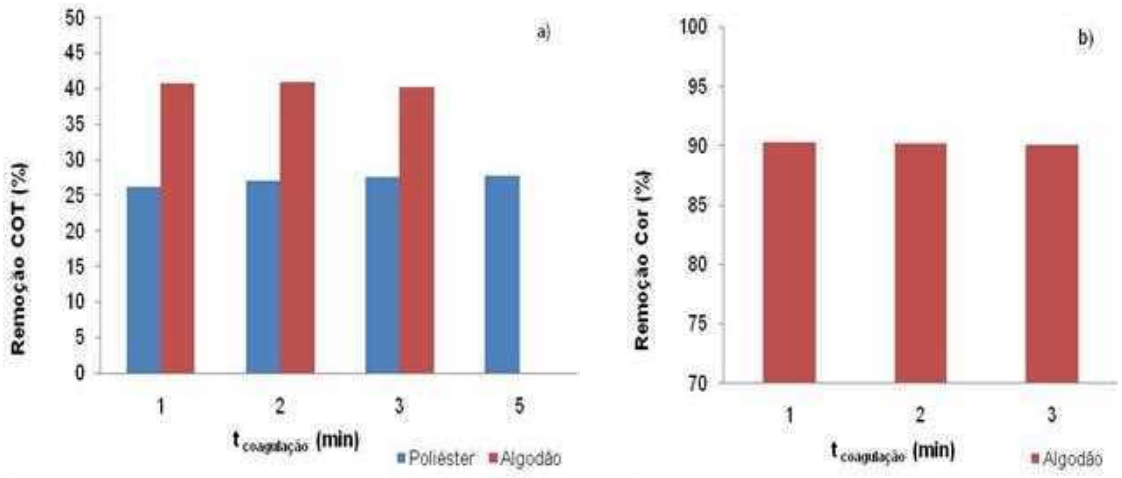


Figura 2. Influência do tempo de agitação na remoção de COT (a) e da cor (b) nos dois efluentes.

3.1.3. Influência da temperatura

Estudou-se o efeito da temperatura no processo de coagulação, apesar de não se ter encontrado nenhum estudo sobre a avaliação da influência desta variável. No entanto, Alves (2007) refere-a como uma variável a ter em conta.

Realizaram-se ensaios nos quais se variou a temperatura na gama de 15 a 50 ºC, fixando-se o pH em 8,3, a $v_{coagulação}$ em 150 rpm, o $t_{coagulação}$ em 3 minutos e a dose de coagulante em 200 mg/L.

Os resultados obtidos nestes ensaios apresentam-se na Figura 3, verificando-se que: i) a remoção de cor é muito baixa (11,4%) para a temperatura de 15 ºC,

atingindo-se remoções elevadas (~90%) para as temperaturas superiores, ii) as remoções de COT para o ALG aumentam com o aumento da temperatura até 22 ºC (T ambiente), atingindo-se valores da ordem de 40%, e mantêm-se praticamente constantes para T = 50 ºC e iii) para o PES a remoção de COT (~ 27%) é praticamente constante para as três temperaturas testadas.

Face aos resultados obtidos, as experiências posteriores decorreram à temperatura ambiente.

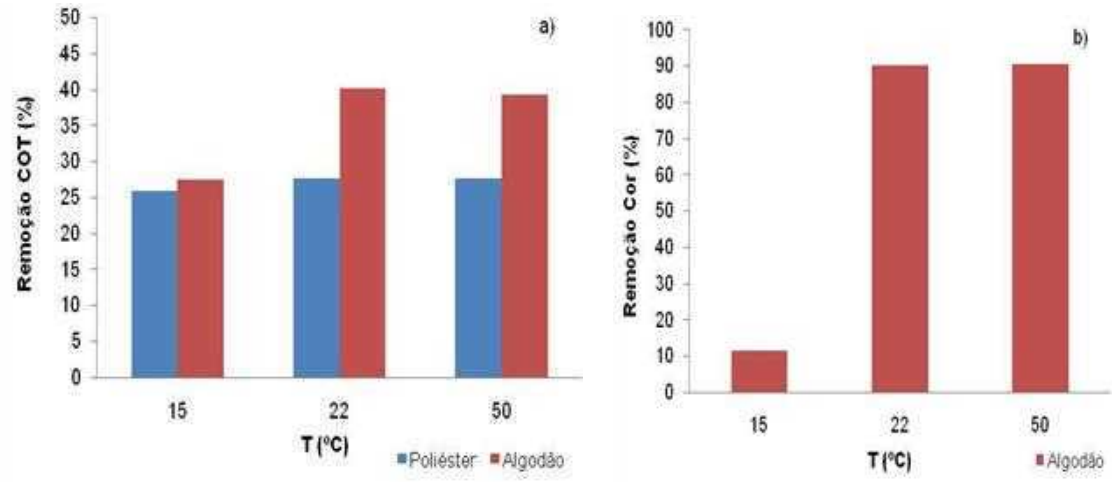


Figura 3. Efeito da Temperatura na remoção de COT (a) nos efluentes de tingimento de algodão e poliéster e na remoção de cor (b) no efluente de tingimento de algodão.

3.1.4. Avaliação do efeito do pH no processo de coagulação

Uma das variáveis mais importantes no processo de coagulação é o pH. Os sais de ferro apresentam cargas diferentes em função do pH, que influenciam a coagulação por neutralização de cargas. À medida que o pH sobe para valores próximos do neutro ou mesmo alcalino ocorre a precipitação dos hidróxidos metálicos e a coagulação dá-se por inclusão num precipitado.

Realizaram-se seis ensaios a diferentes valores de pH (entre 3,5 e 10,4); as varávies $v_{coagulação}$, $t_{coagulação}$, Temperatura e $[Fe^{2+}]$ foram fixados em 150 rpm, 3 minutos, 22-23 ºC (T ambiente) e 200 mg/L, respectivamente.

Na Figura 4 encontram-se os resultados obtidos, concluindo-se que a remoção de COT aumenta com o pH até ao valor de 8,3 (27,6%) para o PES e até ao valor de 9,4 (40,3%) para o ALG, mantendo-se constante para valores de pH superiores. Relativamente à remoção de cor, para o ALG observa-se um óptimo (90,1%) ao pH 9,4.

Os valores óptimos encontrados para o pH vão de encontro com o esperado, uma vez que Alves (2007) refere valores de pH ≥ 8,5 para o tratamento de efluentes por coagulação com $FeSO_4$.

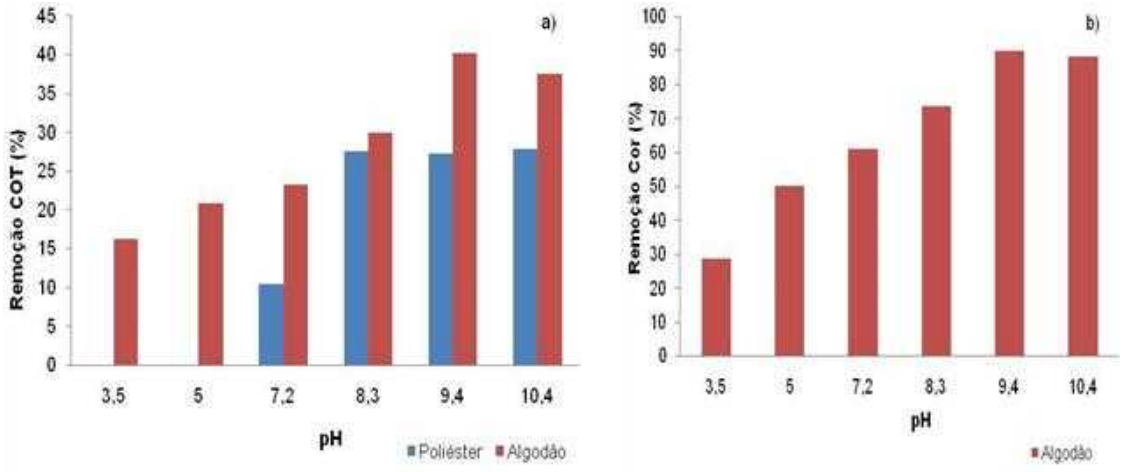


Figura 4. Influência do pH na remoção de COT (a) nos efluentes de tingimento de algodão e poliéster e na remoção de cor (b) no efluente de tingimento de algodão.

3.1.5. Influência da dose de coagulante

De modo a determinar a dose de ião ferroso que maximiza a remoção de cor e de COT realizaram-se seis ensaios, nos quais [Fe^{2+}] variou na gama de 15 a 1000 mg/L. Nas referidas experiências a temperatura foi a ambiente (22-25 ºC), $v_{coagulação}$ = 150 rpm, $t_{coagulação}$ = 3 min e pH = 8,3 para o PES e igual a 9,4 para o ALG.

Na Figura 5 pode-se observar os resultados obtidos e verifica-se que a remoção de cor aumenta com a concentração de ferro até 200 mg/L (90,1%), mantendo-se praticamente constante para doses superiores.

No efluente de tingimento de poliéster verifica-se que a remoção de COT aumenta com a concentração de ferro (II), mas o aumento a partir das 200 mg/L é pouco significativo face à quantidade de ferro adicionada. Relativamente ao efluente de algodão, verifica-se um óptimo para a dose de 200 mg/L (40,3%).

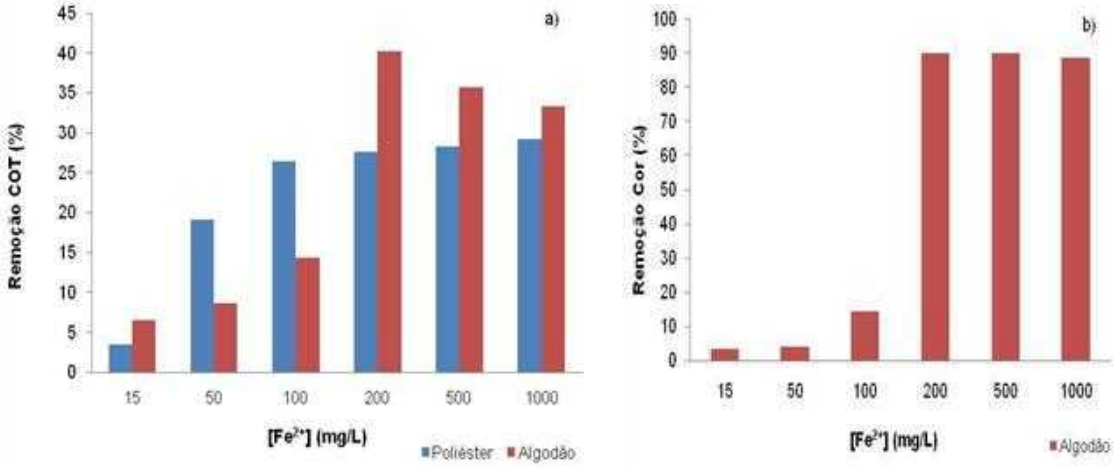


Figura 5. Efeito da dose de ião ferroso na remoção de COT (a) nos efluentes de tingimento de algodão e poliéster e na remoção de cor (b) no efluente de tingimento de algodão.

3.2. Avaliação do processo de coagulação/floculação

Prosseguiu-se o estudo com a avaliação da influência das variáveis velocidade de agitação, tempo de contacto e dose de Magnafloc 155 no processo de floculação. Os efluentes foram previamente submetidos a uma coagulação nas condições óptimas, nomeadamente, $v_{coagulação}$ = 150 rpm, $t_{coagulação}$ = 3 min, $T=T_{ambiente}$ (22-28 ºC), $[Fe^{2+}]$ = 200 mg/L e pH 8,3 para o PES e 9,4 para o ALG.

3.2.1. Efeito da velocidade de agitação na floculação

Para avaliar a influência da velocidade de agitação na floculação realizaram-se três ensaios para t = 15 min e dose de floculante = 2,5 mg/L e variou-se a velocidade de agitação entre 20 e 50 rpm. Na Figura 6 apresentam-se os resultados obtidos e constata-se que as remoções de COT (~26% para o PES e ~40% para ALG) e de cor (~90%) se mantêm aproximadamente constantes para as três velocidades testadas, pelo que se conclui que este parâmetro não influencia o processo de floculação na gama estudada. Para os ensaios subsequentes, fixou-se a velocidade em 20 rpm, tendo em conta os resultados obtidos e estudos realizados por outros autores que também referem a utilização deste valor de velocidade (Golob et al., 2005).

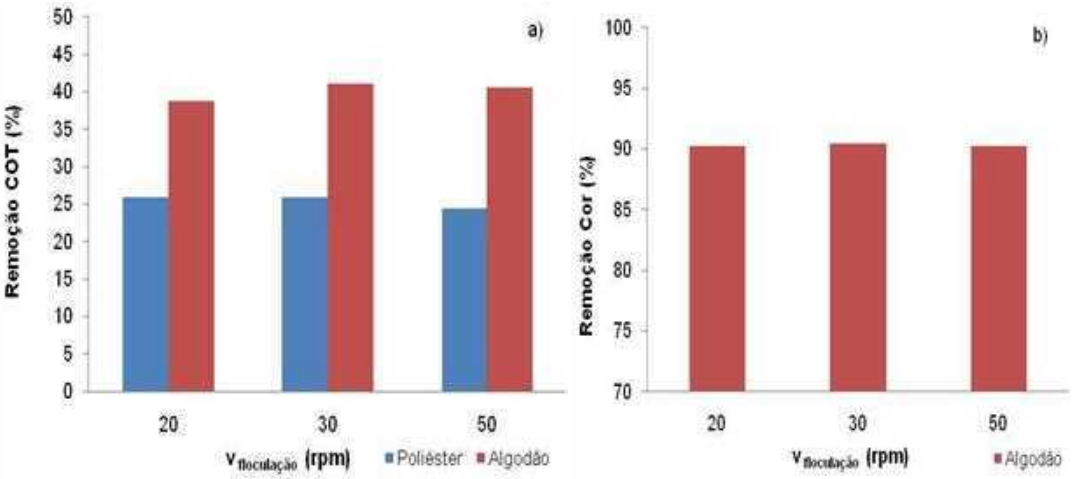


Figura 6. Influência da velocidade de floculação na remoção de COT (a) nos efluentes de tingimento de algodão e poliéster e na remoção de cor (b) no efluente de tingimento de algodão.

3.2.2. Influência do tempo de agitação na floculação

Realizaram-se três ensaios variando o tempo de agitação entre 15 e 45 minutos e fixando a velocidade em 20 rpm e a dose de floculante em 2,5 mg/L. Na Figura 7 observa-se que o tempo de agitação não influencia a remoção de COT e de cor na gama estudada, atingindo-se remoções de COT ~27% para o PES e ~ 40% para o ALG, e de cor de ~90%.

Tendo em conta os resultados experimentais obtidos e estudos similares (Kim et al., 2004; Harrelkas et al., 2009) fixou-se o tempo em 15 minutos.

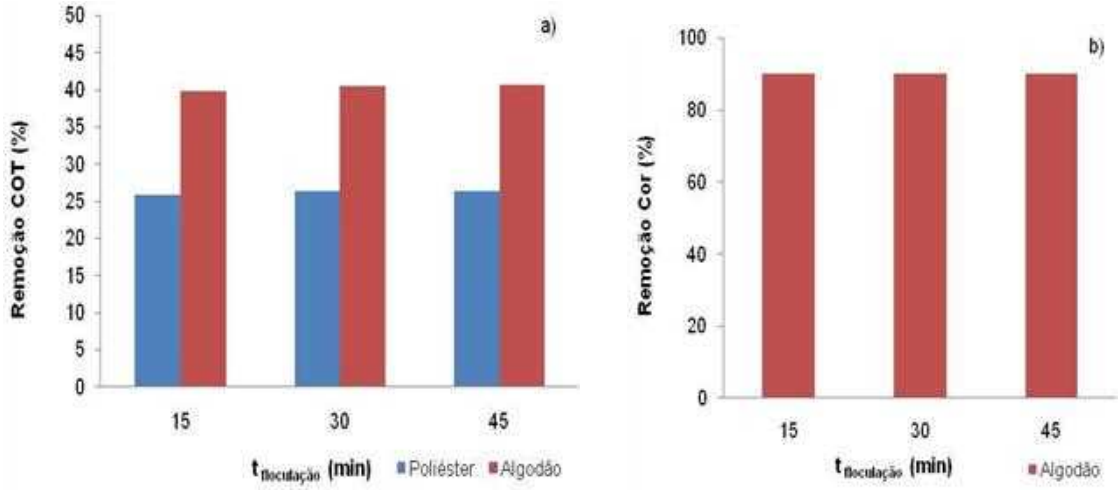


Figura 7. Efeito do tempo de agitação na floculação sobre a remoção de COT (a) nos efluentes de tingimento de algodão e poliéster e na remoção de cor (b) no efluente de tingimento de algodão..

3.2.3. Avaliação do efeito da dose de Magnafloc 155

De modo a avaliar a dose de floculante óptima realizaram-se seis experiências nas quais se variou a concentração de Magnafloc 155 na gama 0,25 a 5 mg/L, fixando-se a velocidade e tempo de agitação em 20 rpm e 15 minutos, respectivamente.

Perante os resultados obtidos (Figura 8), verifica-se que para o PES o óptimo ocorre para a dose de 1 mg/L com uma remoção de COT de 33,3% e para o ALG atingiu-se 45,4% de remoção de COT na dose de 0,5 mg/L e 90,7% de remoção de cor para a dose de 0,25 mg/L, mas considerou-se como dose óptima para o tratamento do ALG a de 0,5 mg/L porque a aumento da remoção de COT é superior ao decréscimo da remoção de cor entre as doses de 0,25 e 0,5 mg/L.

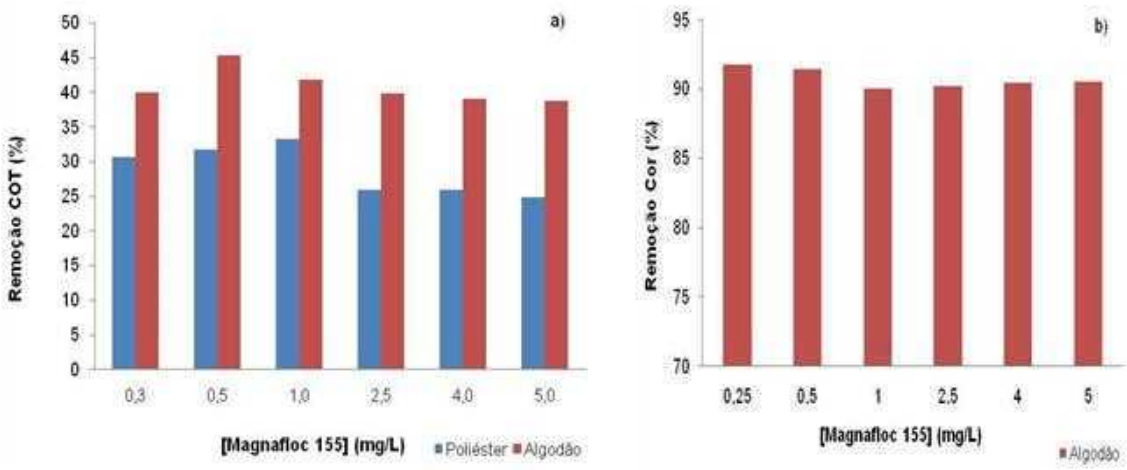


Figura 8. Efeito da dose de Magnafloc 155 na remoção de COT (a) nos efluentes de tingimento de algodão e poliéster e na remoção de cor (b) no efluente de tingimento de algodão.

4. CONCLUSÕES

Estudou-se o tratamento de efluentes têxteis simulados de tingimento de algodão e de fibras de poliéster pelo processo de coagulação/floculação química usando $FeSO_4$ como coagulante e Magnafloc 155 como floculante.

Avaliou-se o efeito da temperatura, velocidade e tempo de agitação nas etapas de coagulação e floculação, bem como dose de coagulante e de floculante e pH, na remoção de cor e COT para um efluente de tingimento de algodão (ALG) e na

remoção de COT para um efluente de tingimento de poliéster (PES). Os resultados obtidos permitem concluir que:

i) a velocidade e tempo de agitação não influenciam o processo de coagulação/floculação;

ii) a temperatura na gama de 22 ºC a 50 ºC não influencia a coagulação em termos de remoção de COT e cor;

iii) o pH na etapa de coagulação apresenta um valor óptimo para cada efluente, sendo de 9,4 para o ALG e 8,3 para o PES;

iv) a dose de coagulante óptima é de 200 mg/L;

v) a dose de floculante (Magnafloc 155) óptima é de 1 mg/L para o PES e de 0,5 mg/L para o ALG;

vi) a remoção de COT é maior para o efluente ALG do que para o PES;

vii) a remoção de cor é elevada (> 90%) para o efluente ALG.

Agradecimentos

Carmen Rodrigues agradece à Fundação para a Ciência e a Tecnologia pela Bolsa de doutoramento (Refª SFRH/BD/46704/2008).

Os autores estão gratos à Erfoc- Acabamentos Têxteis S.A. e à DyStar-Anilinas Têxteis, Unip. Ltd pela cedência de informação e pelos corantes e reagentes necessários à preparação das águas residuais simuladas.

Referências Bibliográficas

Alves C. (2007). “Tratamento de Águas de Abastecimento”. 2ª Edição, Publindústria, Porto.

Annual Book of ASTM Standards – Water; Atmospheric Analysis (1973). Part 23, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.

APHA, AWWA, WEF (1998). “Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater”. 20ª Edição, American Public Health Association, American Water Works Association, Water Environment Federation, Washington, DC.

Beas-Piá A., Mendoza-Roca J.A., Alcaina-Miranda M.I., Iborra-Clar A., Iborra-Clar M.I. (2002). Reuse of wastewater of the textile industry after its treatment with combination of physical-chemical treatment and membrane technologies. Desalination 149, 169-174.

Cañizares P., Jiménez C., Martínez F., Rodrigo M.A., Sáez C. (2009). The pH as a key parameter in the choice between coagulation and electrocoagulation for the treatment of wastewaters. Journal of Hazardous Materials 163, 158-164.

El-Gohary F., Tawfik A. (2009). Decolorization and COD reduction of disperse and reactive dyes wastewater using chemical-coagulation followed by sequential batch reactor (SBR) process. Desalination 249, 1159-1164.

Gao B.-Y., Wang Y., Yue Q.-Y., Wei J.-C., Li Q. (2007). Color removal from simulated dye water and actual textile wastewater using a composite coagulant prepared by ployferric chloride and polydimethyldiallylammonium chloride. Separation and Purification Technology 54, 157-163.

Golob V., Vinder A., Simonic M. (2005). Efficiency of the coagulation/flocculation method for the treatment of dyebath effluents. Dyes and Pigments 67, 93-97.

Harrelkas F., Azizi A, Yaacoubi A., Benhammou A., Pons M.N. (2009). Treatment of textile dyes effluents using coagulation-flocculation coupled with membrane processes or adsorption on powdered activated carbon. Desalination 235, 330-339.

Hjorth M., Christensen M. L., Christensen P. V. (2008). Flocculation, coagulation, and precipitation of manure affecting three separation techniques, Bioresource Technology 99, 8598-8604.

Joo D. J., Shin W. S., Choi J.-H., Choi S. J., Kim M.-Ch., Han M. H., Ha T. W., Kim Y.-H. (2007). Decolorization of reactive dyes using inorganic coagulants and synthetic polymer. Dyes and Pigments 73, 59-64.

Kim T.-H., Park C., Yang J., Kim S. (2004) Comparison of disperse and reactive dye removals by chemical coagulation and Fenton oxidation. Journal of Hazardous Materials B 112, 95-103.

Vandevivere P.C., Bianchi P., Verstraete W. (1998). Treatment and reuse of wastewater from textile wet-processing industry review of emerging technologies. Journal of Chemical Technology & Biotechnology 72 (4), 289-302.

APLICAÇÃO DO PROCESSO FOTO-FENTON COM RADIAÇÃO SOLAR AO LIXIVIADO DE UM ATERRO DE RSU PRÉ-TRATADO POR LAGUNAGEM AERÓBIA

VÍTOR J. P. VILAR (1); SÉRGIO M. S. CAPELO (2); RUI A. R. BOAVENTURA (3)

(1) Licenciatura em Engenharia Química pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), em 2001. Doutoramento em Engenharia Química pela mesma instituição em 2006. Pós-graduação em Gestão Ambiental em 2004 pelo Instituto Superior de Paços de Brandão. Investigador Auxiliar no Laboratório Associado LSRE – Laboratório de Processos de Separação e Reacção, Departamento de Engenharia Química, FEUP.

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Química, LSRE-Laboratório de Processos de Separação e Reacção, Rua Dr. Roberto Frias, 4200-465 Porto, Portugal. Tel. +351918257824 ; Fax : +351225081674 ; Email: vilar@fe.up.pt

(2) Licenciatura em Engenharia do Ambiente pela Escola Superior de Biotecnologia da Universidade Católica Portuguesa, em 2005. Mestrado Integrado em Engenharia do Ambiente, Ramo Projecto, pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), em 2009. Coordenador de estudos e projectos em infra-estruturas de transporte, especialidade ambiente, Brisa Engenharia e Gestão.

Brisa Engenharia e Gestão, S.A., Departamento de Estudos e Projectos, Quinta da Torre da Aguilha 2785-599 São Domingos de Rana, Portugal, Tel +351 912 434 821, Email: sergio.capelo@brisa.pt

(3) Licenciatura em Engenharia Químico-Industrial pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1969. Doutoramento em Engenharia Química pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1986. Investigador Principal no Laboratório Associado LSRE – Laboratório de Processos de Separação e Reacção, Departamento de Engenharia Química, FEUP.

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Química, LSRE-Laboratório de Processos de Separação e Reacção, Rua Dr. Roberto Frias, 4200-465 Porto, Portugal. Tel. +351225081683 ; Fax : +351225081674 ; Email: bventura@fe.up.pt

RESUMO

O lixiviado do Aterro Sanitário do Planalto Beirão apresenta, após lagunagem aeróbia, uma intensa coloração negra-acastanhada associada a uma elevada carga orgânica (COD = 5500-6300 mg C L^{-1}; CQO = 10000-13000 mg O_2 L^{-1}), elevada concentração de azoto (2500 mg N L^{-1}) e polifenóis (≈ 500 mg ácido cafeico L^{-1}) e baixos valores da razão CBO_5/CQO (0,20), indicando que se trata de um efluente dificilmente biodegradável.

Neste trabalho submeteu-se o lixiviado pré-tratado por lagunagem aeróbia a um processo de pré-oxidação através de uma reacção foto-Fenton, com radiação solar, sem adição de ferro, realizado numa instalação piloto com 0.59 m^2 de colectores parabólicos compostos (CPCs), de forma a atingir um efluente biodegradável, susceptível de sofrer uma oxidação biológica a jusante.

A degradação do carbono orgânico dissolvido (COD) pela reacção foto-Fenton apresenta um período de latência inicial, seguido de uma cinética de pseudo-primeira ordem (k = 0.007 L kJ_{UV}^{-1}, r_0 = 20.2 mg kJ_{UV}^{-1}) até 136 kJ_{UV} L^{-1}, com uma taxa de consumo de H_2O_2 de k_{H2O2} = 2.1 mmol H_2O_2 kJ_{UV}^{-1}.

De acordo com os testes de biodegradabilidade, a dose óptima de energia UV necessária para obter um efluente biodegradável é 100 kJ_{UV} L^{-1}, consumindo 180 mM de H_2O_2. Nestas condições, atingiu-se 40% de mineralização do lixiviado, 82% de redução da concentração de polifenóis e 83% de redução do conteúdo em compostos aromáticos.

Palavras Chave: BIODEGRADABILIDADE, COLECTORES SOLARES PARABÓLICOS COMPOSTOS, FOTO-FENTON SOLAR, LIXIVIADOS DE ATERROS SANITÁRIOS

1 INTRODUÇÃO

A Associação de Municípios da Região do Planalto Beirão (AMRPB) criou o Centro de Tratamento Integrado de Resíduos do Planalto Beirão (CTRSPB) (Fig. 1), localizado no Vale da Margunda (Borralhal), concelho de Tondela e distrito de Viseu, com vista a dar uma resposta adequada aos resíduos produzidos em 19 municípios dos distritos de Viseu, Coimbra e Guarda. Abrange uma área de 4674 km^2 e aproximadamente 400 mil habitantes.



Figura 1. Ilustração do Centro de Tratamento Integrado de Resíduos do Planalto Beirão.

O aterro sanitário, inaugurado em 1999, ocupa uma área aproximada de 14 hectares e está inserido no CTRSPB, com uma capacidade volúmica de cerca de 1.980.000 m^3. Diariamente são depositados no aterro cerca de 400 toneladas de resíduos (sólidos urbanos indiferenciados e industriais banais). Em Janeiro de 2009, o aterro sanitário já possuía cerca de 1.297.000 m^3 de resíduos.

Actualmente, a produção de lixiviados em aterros sanitários é uma consequência inevitável da deposição de RSU. Os lixiviados apresentam uma elevada carga orgânica, com elevada fracção de compostos não-biodegradáveis, azoto amoniacal, metais e sais inorgânicos, evidenciando um enorme foco de poluição (Christensen et al., 2001). Estes efluentes são o resultado da percolação da água da chuva pela massa de resíduos, com a extracção de materiais dissolvidos ou em suspensão, como também da natureza dos próprios resíduos depositados no aterro, ou seja, o seu teor de água e o seu grau de compactação no aterro sanitário (Figura 2).



Figura 2. Ciclo de água num aterro sanitário (Renou et al., 2008).

Normalmente, os lixiviados podem ser classificados de acordo com a idade do aterro (Tabela 1).

Tabela 1. Classificação do lixiviado de acordo com a idade do aterro (Renou et al., 2008).

Parâmetro	Novo	Intermédio	Estabilizado
Idade (anos)	< 5	5 - 10	> 10
pH	< 6,5	6,5 - 7,5	> 7,5
CQO (mg/L)	> 10000	4000 - 10000	< 4000
CBO_5/CQO	> 0,3	0,1 - 0,3	< 0,1
Compostos orgânicos	80 % Ácidos gordos voláteis	5 - 30 % Ácidos gordos voláteis + ácidos fúlvicos e húmicos	Ácidos fúlvicos e húmicos
Concentração de metais tóxicos	Baixa - Média	-	Baixa
Biodegradabilidade	Elevada	Média	Baixa

Segundo a classificação da Tabela 1, um lixiviado é classificado como “novo” quando é proveniente de um aterro recente (< 5 anos), e é caracterizado por um pH ácido, por uma CQO muito elevada, e por um coeficiente CBO_5/CQO superior a 0,3, o que indica que é biodegradável. A maior fracção da matéria orgânica é constituída por compostos de baixo peso molecular, especialmente ácidos orgânicos voláteis. Este tipo de lixiviados é típico da fase ácida da decomposição dos resíduos. Com o aumento da idade do aterro verifica-se uma diminuição da carga orgânica poluente, indicada pelos valores mais baixos de CQO. Porém também se verifica uma diminuição da razão CBO_5/CQO, devido à presença de compostos recalcitrantes. Isso deve-se ao facto de neste tipo de lixiviados a maior fracção da matéria orgânica ser devida a compostos de elevado peso molecular, sobretudo ácidos húmicos e fúlvicos, que são refractários e dificilmente biodegradáveis. O aumento do pH reflecte a diminuição da concentração de ácidos gordos voláteis, devendo-se isto ao consumo destes ácidos pelos microrganismos metanogénicos. Um lixiviado com estas características é denominado “estabilizado” e é reflexo da fase metanogénica da decomposição dos resíduos.

Quanto à concentração de metais nos lixiviados, esta é afectada pela quantidade existente nos resíduos depositados, mas também pelo processo de degradação dentro do aterro, isto é, como os lixiviados novos apresentam valores de pH mais baixos do que os lixiviados estabilizados, apresentam também um grau mais elevado de solubilização de metais. Todavia, as baixas concentrações de metais nos lixiviados estabilizados devem-se principalmente às reacções de adsorção e precipitação, as quais são fortalecidas pelo aumento gradual do potencial de oxidação redução com a idade do aterro. Os lixiviados apresentam valores elevados de condutividade eléctrica devido à grande quantidade de compostos inorgânicos solúveis.

Em relação ao azoto amoniacal, muitos investigadores averiguaram que a concentração deste nos lixiviados dos aterros está entre 500 a 2000 mg/L, e que não diminui com a idade do aterro. O azoto amoniacal é libertado a partir da decomposição dos resíduos, principalmente das proteínas (Robinson e Maris, 1985; Burton e Watson-Craik, 1998).

A grande variabilidade da composição do lixiviado, quer de aterro para aterro, quer dentro do próprio aterro, cria enormes dificuldades na escolha de um tratamento que seja eficiente em qualquer tipo de situação. De acordo com estudos de custo – eficiência, a melhor opção é o tratamento biológico embora este tipo de tratamento seja eficaz apenas para os lixiviados designados "novos", isto é, para lixiviados provenientes de aterros recentes, pois apresentam uma elevada biodegradabilidade. No caso dos lixiviados designados "estabilizados", o tratamento biológico revela-se ineficiente, devido à presença de compostos recalcitrantes e/ou tóxicos. Torna-se imprescindível recorrer posteriormente a outro tipo de tratamento, como por exemplo a osmose inversa. Todavia este tipo de tratamento é bastante dispendioso e não destrói os compostos poluentes, apenas os transfere de fase (Renou et al., 2008).

O tratamento existente no Planalto Beirão apresenta diversos problemas. A elevada toxicidade do lixiviado, por um lado, representa uma dificuldade na eficiência do tratamento biológico porque os micorganismos são sensíveis aos compostos presentes, como por exemplo os ácidos húmicos e fúlvicos, por outro lado, leva a aplicação de tecnologias dispendiosas, como são a ultra-filtração e a osmose inversa, tanto pelos custos de aquisição como de exploração (consumo de energia eléctrica, consumo de reagentes e substituição de membranas). O lixiviado do AS Planalto Beirão sofre uma oxidação biológica por lagunagem aeróbia, seguida de decantação numa lagoa de igual capacidade, cerca de 5000 m^3. Após a etapa de acidificação e de pré-filtração num filtro de areia e num filtro fino de 10 µm, o lixiviado sofre o restante tratamento no contentor compacto da osmose inversa, onde é pressurizado por bomba pistão até 60-65 bar e vai passando por módulos de membrana, em três fases. As membranas espirais usadas são "wide-spaner", constituídas por poliamida com alta resistência mecânica e química. O rejeitado da osmose, também designado por concentrado, é recirculado para o aterro sanitário (Fig. 3). Posteriormente o lixiviado tratado segue para uma lagoa final. Nesta fase, o lixiviado apresenta características abaixo do limite de emissão (Decreto-lei n.º 236/98, de 1 de Agosto) e é descarregado no ribeiro do Vale. Esta água é também reutilizada para lavagem de instalações, rega de áreas ajardinadas e de caminhos de acesso no aterro (Fig. 3).

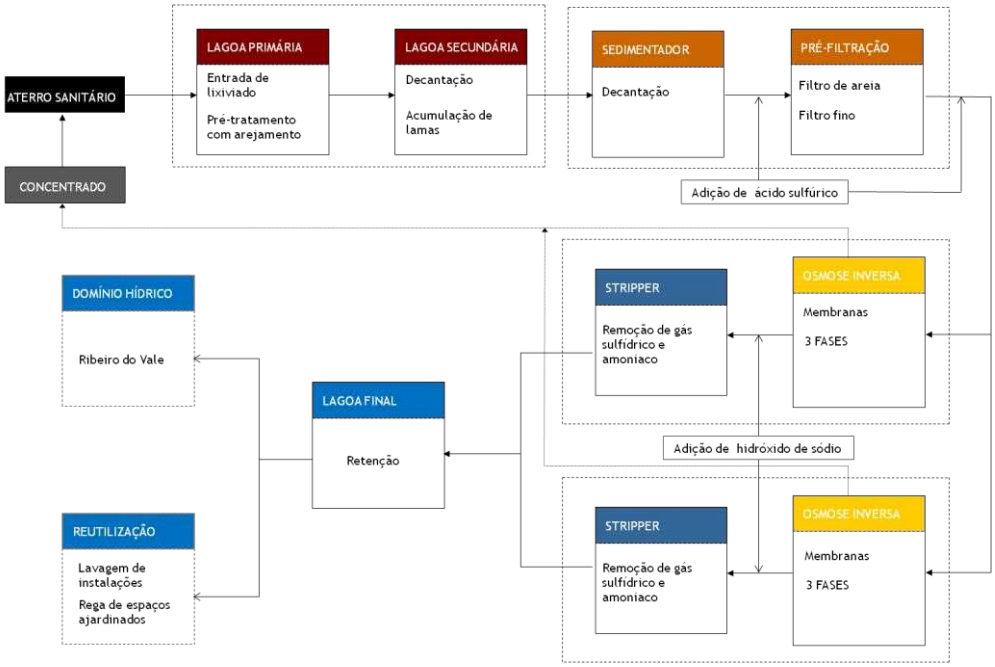


Figura 3. Esquema do tratamento existente do lixiviado no aterro sanitário Planalto Beirão.

Os processos de oxidação avançados (POAs) têm vindo a ser encarados como uma das soluções mais eficientes, quer na vertente económica, quer pela análise do ciclo de vida e pelo impacte ambiental no tratamento de efluentes líquidos de baixa biodegradabilidade, como acontece com os lixiviados estabilizados de aterros (Morais e Zamora, 2005). Apesar de estes processos possuírem diferentes sistemas reactivos, todos eles são caracterizados pelo mesmo princípio, a produção de radicais hidroxilo ($OH^{\bullet}$). Estes radicais são extremamente reactivos, com elevado poder de oxidação, e pouco selectivos (atacam quase todos os compostos orgânicos de igual forma), o que representa uma vantagem no tratamento de efluentes, na total ou parcial mineralização da matéria orgânica. O elevado potencial de oxidação dos radicais hidroxilo permite mineralizar praticamente qualquer composto orgânico, aumentando assim as hipóteses de degradação dos mais persistentes.

A principal desvantagem da utilização dos Processos de Oxidação Avançados consiste nos elevados custos energéticos, associados à geração de radiação UV e à produção de ozono. Assim, a investigação tem-se focado recentemente na substituição da radiação UV gerada por lâmpadas pela radiação solar usando a fotocatálise heterogénea com TiO_2 e o processo foto-Fenton. Neste último, a utilização de radiação solar é bastante proveitosa pois o processo alimenta-se de radiação quer na gama do UV quer na gama do visível (até 580 nm).

Outra solução que tem sido contemplada no tratamento de águas por POAs é a sua conjugação com outros métodos de tratamento, nomeadamente processos biológicos. Assim, diminuem-se os custos de operação do POA, utilizando-o apenas para degradar os compostos recalcitrantes, tornando-os biodegradáveis, passíveis de serem eliminados por oxidação biológica (Malato et al., 2009).

Os Colectores solares Parabólicos Compostos (CPCs) têm sido considerados como a melhor opção para a aplicação em processos fotoquímicos. Os CPCs são compostos por

um reactor tubular que se encontra no vértice duma superfície reflectora constituída por duas parábolas truncadas (Malato et al., 2009). Estes colectores combinam as vantagens dos colectores concentradores e não-concentradores, pois têm propriedades concentradoras da radiação derivadas da forma parabólica, e por outro lado são estacionários, permitindo assim a absorção da radiação difusa. Não têm o custo do sistema de controlo automático dos concentradores e têm boas condições de resistência às condições atmosféricas (o fluido circula dentro de tubos), bem como impedem a vaporização dos reagentes e o sobreaquecimento dos mesmos (Malato et al., 2007; Vilar e Boaventura, 2008).

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Lixiviado

Neste estudo foi utilizado o lixiviado do aterro sanitário de resíduos sólidos urbanos do Centro Integrado de Tratamento e Eliminação de Resíduos do Planalto Beirão (Tondela, Viseu). Procedeu-se à recolha de efluente bruto e efluentes das várias fases do processo de tratamento do lixiviado (após lagunagem aeróbia e após decantação secundária).

2.2 Instalação experimental

Os ensaios foto-Fenton Solar foram realizados numa instalação piloto com CPCs, apresentada na Figura 4. Esta instalação piloto encontra-se na cobertura do Departamento de Engenharia Química (DEQ) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). A instalação tem uma área de irradiação de 0,59 m^2, um reservatório de 20 L, uma bomba de recirculação de 20 L/min (*DAGER TEM – Swiftech* de arraste electromagnético, de 24 W), duas válvulas para regulação do caudal, 4 tubos de circulação em vidro borossilicato (50 mm de diâmetro, 1,8 mm de espessura e 1000 mm de comprimento), conectados por junções de plástico. A instalação piloto solar é completamente autónoma, produzindo energia eléctrica através de um painel fotovoltaico solar de 35 W, mantendo a carga da bateria de 12 V DC 35 Ah. O radiómetro UV-A *ACADUS* 85-PLS, acoplado à instalação piloto na mesma inclinação (41º), é composto por um sensor ultravioleta com pico de medição a 360 nm e gama de resposta entre 300 e 400 nm, e permite a medição da radiação solar UV instantânea (W/m^2) e a energia UV acumulada (Wh).



Figura 4. Instalação piloto com CPCs instalada na cobertura do DEQ, FEUP.

Para calcular a quantidade de radiação UV recebida num determinado intervalo de tempo, utiliza-se a seguinte equação (1):

$$Q_{UV,n} = Q_{UV,n-1} + \Delta t_n \overline{UV}_{G,n} \frac{A_r}{V_t} \quad (1)$$

em que $\Delta t_n = t_n - t_{n-1}$, ou seja, é o intervalo de tempo durante o qual a radiação é medida (sendo que t_n é o instante correspondente à amostra que foi recolhida), V_t é o volume total do reactor, A_r é a área iluminada do colector, e $\overline{UV}_{G,n}$ é a radiação UV solar média medida durante o período Δt_n.

2.3 Métodos Analíticos

2.3.1 pH e Temperatura

Para a caracterização das amostras, estes dois parâmetros foram medidos utilizando um medidor de pH de bancada modelo HANNA HI4522 e um medidor de pH portátil modelo HANNA HI8424. Este último foi também usado para a medição destes parâmetros no decorrer dos ensaios.

2.3.2 Ferro dissolvido

A concentração de ferro dissolvido foi determinada pelo método colorimétrico com 1,10-fenantrolina (ISO 6332). Este método baseia-se na complexação do ião Fe^{2+} com este composto, originando um complexo colorido que é detectado através da medição da absorvância a 510 nm. Para a determinação do ferro total (Fe^{2+} + Fe^{3+}) é realizada uma redução do ião Fe^{3+} a Fe^{2+} através da adição de ácido ascórbico. No caso de amostras com cor foi realizada uma leitura prévia da absorvância da amostra em "branco" a 510 nm, ou seja, sem a adição de 1,10-fenantrolina. Para esta determinação foi utilizado um espectrofotómetro UV/Vis Unicam Helios α. Para a determinação deste parâmetro as amostras foram previamente filtradas através de um filtro de nylon 0,2 µm.

2.3.3 Peróxido de hidrogénio

A determinação da concentração de peróxido de hidrogénio foi efectuada pelo método do metavanadato de amónio. Este método baseia-se na formação de um catião de cor vermelho-alaranjada quando o peróxido de hidrogénio reage com o metavanadato (Nogueira et al., 2005). O conteúdo em H_2O_2 é assim quantificado com base na absorvância detectada por espectrofotometria a 450 nm (espectrofotómetro UV/Vis Unicam Helios α). Para a determinação deste parâmetro as amostras foram previamente filtradas através de um filtro de nylon 0,2 µm.

2.3.4 Carbono Orgânico Dissolvido (COD)

A determinação do COD foi feita num aparelho Shimadzu TOC-V_{SCN}, após filtração da amostra por um filtro de nylon 0,2 µm.

2.3.5 Concentração de polifenóis

A concentração de polifenóis foi determinada em termos de mg/L de ácido cafeico, por medição da absorvância a 765 nm após a adição do reagente de Folin-Ciocalteu. O equipamento utilizado foi o espectrofotómetro UV/Vis Unicam Helios α e as amostras foram previamente filtradas por um filtro de nylon 0,2 µm.

2.3.6 Conteúdo em compostos aromáticos

O conteúdo em compostos aromáticos foi avaliado indirectamente através da medição da absorvância da amostra a 254 nm, após filtração por filtro de nylon 0,2 µm e diluição na razão 1:25.

2.3.7 Carência Química de Oxigénio (CQO)

A CQO foi determinada com *kits* Merck Spectroquant (Ref. 1.14541.0001) pelo método do refluxo fechado.

2.3.8 Carência Bioquímica de Oxigénio (CBO)

A CBO_5 foi determinada pelo método manométrico (Oxitop), de acordo com a metodologia estabelecida no Standard Methods (Clesceri et al.). Para tal, foi corrigido o pH das amostras para o valor neutro (6-7), que foram depois colocadas dentro de frascos Oxitop, com o volume correspondente à gama de determinação desejada. De seguida, foi introduzido um inóculo de 0,5 mL em cada frasco, proveniente de um reactor biológico. As amostras foram então incubadas a 20 ºC durante 5 dias, após os quais foi registado o consumo de oxigénio observado. Foi efectuado também um ensaio em branco substituindo a amostra por água destilada.

2.3.9 Sulfatos, nitritos, nitratos, cloretos, sulfatos, fluoretos

O conteúdo em espécies iónicas foi determinado por cromatografia iónica utilizando o equipamento Dionex DX-120 Ion Chromatograph, com uma coluna AS9-HC com 4x250 mm para aniões e uma coluna CS12A, também com 4x250 mm, para catiões. O programa para a determinação dos aniões dura 20 minutos a um caudal de 1 mL/min com Na_2CO_3 9 mM como eluente.

2.3.10 Azoto Amoniacal

O azoto amoniacal foi determinado por colorimetria, a partir de *kits* Merck Spectroquant (Ref. 1.00683.0001).

2.3.11 Azoto total

A determinação do azoto total foi realizada pelo método da brucina (ASTM, 1973), após digestão com persulfato conforme definido no Standard Methods (Clesceri et al.). A digestão foi realizada com reagente próprio, em autoclave, a 110 ºC durante 55 minutos. Posteriormente, foi desenvolvida a cor através da adição de brucina e ácido sulfúrico (H_2SO_4). O conteúdo em azoto (por conversão em nitratos) foi então determinado com base na leitura da absorvância a 410 nm, sendo que o equipamento utilizado para o efeito um espectrofotómetro PYE UNICAM PU 8600 UV/Vis (Philips).

2.3.12 Fósforo Total

O fósforo total foi determinado pelo método do ácido ascórbico, após digestão com persulfato, conforme a metodologia definida no Standard Methods (Clesceri et al.). Esta digestão consiste na reacção da amostra com ácido sulfúrico (H_2SO_4) e peroxodissulfato de amónio à fervura. Depois da digestão, o pH é corrigido e a cor é desenvolvida com um reagente combinado baseado em ácido ascórbico (composto também por H_2SO_4, tartarato de antimónio e potássio e molibdato de amónio). A cor azulada que se desenvolve na presença de fosfatos é medida através da absorvância a 880 nm (espectrofotómetro PYE UNICAM PU 8600 UV/Vis (Philips)), a partir da qual se pôde determinar o conteúdo em fósforo total.

2.3.13 Sólidos

A determinação do conteúdo em sólidos (sólidos dissolvidos totais, sólidos suspensos totais) foi realizada de acordo com os métodos definidos no Standard Methods (Clesceri et al.).

Os sólidos suspensos totais foram determinados por filtração por vácuo dum determinado volume de amostra através de filtros de fibra de vidro (GF/C). Estes filtros foram levados à estufa, a 105 ºC, durante cerca de um dia, e pesados depois de arrefecidos.

Os sólidos totais foram determinados por evaporação de um determinado volume de amostra em cápsulas de porcelana, em banho-maria. Após um curto período de tempo na estufa, a 105 ºC, as cápsulas foram pesadas.

Para determinação dos sólidos voláteis respectivos, quer os filtros quer as cápsulas foram levadas à mufla, a 550 ºC, durante 2 horas, sendo posteriormente pesados. Os sólidos dissolvidos correspondem à subtracção dos sólidos suspensos aos sólidos totais.

2.3.14 Turvação

A turvação foi medida com um turbidímetro Merck Turbiquant 3000 IR.

2.3.15 Biodegradabilidade pelo Método de Zahn-Wellens

A avaliação da biodegradabilidade foi feita a partir da realização de um teste de Zahn-Wellens, método que foi adoptado pela OCDE em 1992 (OCDE-302B (OECD, 1992)) para a determinação da biodegradabilidade. O princípio do teste consiste no contacto de 240 mL de amostra, com nutrientes minerais (KH_2PO_4, K_2HPO_4, Na_2HPO_4, NH_4Cl, $CaCl_2$, $MgSO_4$ e $FeCl_3$), com uma quantidade de lamas activadas (previamente centrifugadas) proporcional

ao COD da amostra, em meio aquoso, durante 28 dias, agitadas e arejadas a 20-23 ºC no escuro. As lamas activadas foram obtidas na ETAR do Freixo (Porto). Foram realizadas, em paralelo, amostras de referência e um "branco", com glucose e água destilada, respectivamente. O processo de biodegradação foi monitorizado ao longo de 28 dias através da determinação do COD a diferentes etapas do processo, para avaliar a degradação dos compostos presentes na amostra. A percentagem de biodegradação em cada um destes pontos foi determinada a partir da Eq. (2):

$$D_t = \left[1 - \frac{C_t - C_B}{C_A - C_{BA}}\right] \times 100 \qquad (2)$$

em que C_A e C_{BA} correspondem ao COD (mg/L) na amostra e no branco, medido 3,5 horas após o início da experiência; C_t e C_B correspondem ao COD (mg/L) na amostra e no branco medido no tempo *t*. Quando a percentagem de biodegradabilidade (D_t) atinge os 70%, a amostra é considerada biodegradável.

2.4.16 Teste respirométrico

A biodegradabilidade foi avaliada através do consumo de oxigénio dissolvido utilizando um medidor da YSI Incorporated (modelo 5300 biological oxygen) e um banho termoestático da YSI Incorporated (modelo 5301 B). A 5 mL de amostra foi adicionado 1 mL de inoculo e mediu-se a percentagem de oxigénio dissolvido ao longo do tempo por um período de 30 min. O inoculo é proveniente do tanque de arejamento da ETAR do Freixo (Porto). Através da representação gráfica da concentração de oxigénio dissolvido ao longo do tempo determinou-se para cada amostra a taxa de consumo de oxigénio (OUR-*Oxygen Uptake Rate*).

2.3.18 Procedimento experimental

Todas as experiências foram realizadas entre Março e Abril de 2009, tendo as condições atmosféricas nos vários dias variado entre céu limpo ou nublado. No tanque da instalação piloto colocou-se 20 L de lixiviado, procedendo-se de seguida a uma recirculação nos colectores durante 15 minutos sem incidência de radiação solar (colectores cobertos com tela negra) e posterior colheita de uma amostra para caracterização inicial. Seguidamente, procedeu-se a um ajuste de pH a 2,8 com adição lenta (5,6-6,0 mL H_2SO_4/L; Pancreac, 97%) de modo a minimizar a formação de espuma e após o período de agitação durante 15 minutos foi recolhida nova amostra para caracterização. Posteriormente, foi adicionado peróxido de hidrogénio (30% w/v, Panreac), e foi removida a cobertura dos CPCs. Recolheram-se amostras em tempos pré-definidos para registar a evolução da degradação fotocatalítica através da redução de COD, e monitorizou-se o pH, absorvância a 254 nm, ferro dissolvido e a concentração de peróxido de hidrogénio. No estudo cinético manteve-se o peróxido de hidrogénio em excesso (100-500 mg/L) adicionando volumes deste reagente durante toda a reacção.

Seguidamente realizou-se uma nova experiência para determinar a biodegradabilidade ao longo da reacção de degradação e, para tal, foram adicionadas quantidades pré-definidas de peróxido de hidrogénio e após o consumo total de H_2O_2 foi retirada uma amostra e nova quantidade de peróxido de hidrogénio adicionada. Este processo de "adição – consumo total

– amostragem – adição" é importante no sentido de impedir a reacção Fenton no escuro após recolha das amostras, causando interferências.

Todas as amostras foram pré-filtradas antes das análises, usando filtros de nylon, 0,2 e 0,45 µm.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Caracterização Físico-Química do Lixiviado

A Tabela 2 apresenta as características mais relevantes do lixiviado bruto (duas amostras de dois locais diferentes (designados por **a** e **b**) do Aterro Sanitário), efluente após lagunagem aeróbia e após decantação secundária, e os valores limites de emissão na descarga de águas residuais constantes do Anexo XVIII do Decreto-lei n.º 236/98, de 1 de Agosto.

Tabela 2. Caracterização físico-química do lixiviado em diferentes fases do tratamento existente.

Parâmetro	Lixiviado Bruto[a]	Lixiviado Bruto[b]	Lixiviado após lagunagem aeróbia	Lixiviado após decantação secundária	VLE [DL n.º236/98]
pH	7,56	7,39	8,33	8,35	6,0 – 9,0
Condutividade (µS/cm)	25000	23590	36185	43520	---
OD (mg/L)	8,79	0,25	2,50	0,25	---
Temperatura (^oC)	21,40	15,53	16,85	12,41	+ 3 ^oC
Turvação (NTU)	210	---	---	---	---
CQO (mg/L)	12930	10748	6857	6810	150
CBO_5 (mg O_2/L)	---	8580	1346	1259	40
Nitritos (mg NO_2^-/L)	1,03	---	---	---	---
Nitratos (mg NO_3^- /L)	<1	---	---	---	50
Azoto total (mg N/L)	---	---	---	---	15
Sulfatos (mg SO_4^{2-}/L)	1980	---	---	---	2000
Fosfatos (mg PO_4^{3-} /L)	2,46	---	---	---	---
Fósforo total (P mg/L)	10,53	---	---	---	10
Cloretos (mg Cl^- /L)	2361	---	---	---	---
Polifenóis (mg ac. cafeíco/L)	285,61	---	---	578,86	---
Ferro solúvel (mg/L)	61,39	---	---	5,09	2,0
SST (mg/L)	1260	---	---	---	60
SSV (mg/L)	760	---	---	---	---
SDT (mg/L)	20238	---	---	---	---
SDV (mg/L)	10192	---	---	---	---
CT (mg/L)	8424	7565	5287	5175	---
CI (mg/L)	2116,5	2027,2	2467	2353	---
COD (mg/L)	6307	5538	2822	2821	---
CBO_5/ CQO	---	0,80	0,20	0,18	---
AOS	-1,20	-1,50	0,36	-0,42	---

O lixiviado apresenta uma cor acastanhada escura devido à presença de ácidos húmicos e fúlvicos e sulfureto de hidrogénio [2]. A concentração de polifenóis no lixiviado duplicou após o tratamento biológico. Esta situação pode ser justificada pela degradação biológica de compostos mais complexos, levando à formação de compostos polifenólicos mais simples.

Os valores elevados de condutividade no efluente após lagunagem aeróbia são atribuídos à elevada concentração de cloretos, sulfatos e provavelmente iões de sódio, potássio, magnésio e cálcio que normalmente estão presentes em elevadas concentrações.

O lixiviado bruto - entrada (a) apresenta uma concentração elevada de sólidos dissolvidos (20 g/L). O carbono orgânico dissolvido sofre uma redução de cerca de 50% após tratamento aeróbio e a carência química de oxigénio uma redução de 30%. O tratamento biológico remove 84% da matéria orgânica biodegradável (CBO_5 = 1346 mg/L).

O lixiviado bruto – entrada (b) tem uma razão CBO_5/CQO de cerca de 80%, indicando a elevada biodegradabilidade do mesmo. Tendo em atenção que o Aterro Sanitário apresenta uma idade perto de 10 anos, o lixiviado gerado deveria apresentar uma razão CBO_5/CQO dentro da gama 0,1-0,3 (Tabela 1). Tal facto pode ser justificado pela enorme quantidade de farinhas de carne e ossos de animais que foram depositados no ano de 2003. Esta situação foi causada pela doença de Encefalopatia Espongiforme Bovina (BSE). O efluente após lagunagem aeróbia apresenta baixos valores de CBO_5/CQO (0,20), sugerindo que o efluente seja recalcitrante e de difícil oxidação biológica.

3.2 Foto-Fenton Solar

A amostra de lixiviado após lagunagem aeróbia foi armazenada à temperatura ambiente durante alguns dias, pelo que, foi necessário determinar novamente alguns parâmetros fisico-químicos. Os resultados obtidos encontra-se apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Caracterização Físico-Química do lixiviado após lagunagem aeróbia.

Parâmetro	Lixiviado após lagunagem aeróbia
CQO (mg/L)	8260
CBO_5 (mg O_2/L)	1346
Azoto total (mg N/L)	2500
Sulfatos (mg SO_4^{2-}/L)	2291
Fósforo total (mg P/L)	13,9
Cloretos (mg Cl^- /L)	5842
Polifenóis (mg ac. cafeíco/L)	285,6
Ferro solúvel (mg/L)	1,7
COD (mg/L)	2949
CBO_5/ CQO	0,16

Na Fig. 5 observa-se que a concentração de ferro dissolvido inicial é de 3,4 mg/L, e após a correcção do pH para 2,8, a concentração de ferro dissolvido aumentou para 42,5 mg/L, devido à destruição dos compostos organo-férricos, e consequente dissolução do ferro. Nesta fase inicial de acidificação verificou-se um decréscimo em 25% do COD e 44% da absorvância a 254 nm devido à mineralização dos compostos orgânicos mais oxidados e também devido à formação de grandes quantidades de espuma (libertação do CO_2 e H_2S), retendo quantidades apreciáveis de COD. Ao longo da reacção a espuma desaparece e o COD é dissolvido.

A reacção foto-Fenton apresenta inicialmente um período de latência até 68,7 kJ_{UV}/L, devido à oxidação parcial dos compostos orgânicos, convertendo-os em compostos intermediários mais oxidados. A segunda parte da curva de degradação do COD apresenta um

comportamento de uma cinética de primeira ordem (k = 0,007 L kJ_{UV}^{-1}, r_0 = 20,2 mg kJ_{UV}^{-1}) até 136 kJ_{UV} L^{-1}. O perfil de consumo de H_2O_2 apresenta uma correlação linear com a quantidade de energia UV acumulada por litro de lixiviado durante a primeira e segunda parte da reacção foto-Fenton (k_{H2O2} = 2,1 mmol H_2O_2 kJ_{UV}^{-1}). A partir de 141 kJ_{UV}/L, a reacção apresenta uma taxa de degradação e consumo de H_2O_2 inferior (k = 0,002 L kJ_{UV}^{-1}, r_0 = 5,1 mg kJ_{UV}^{-1}, k_{H2O2} = 0,9 mmol H_2O_2 kJ_{UV}^{-1}), talvez devido ao desaparecimento de Fe da solução, possivelmente devido à sua complexação com compostos mais oxidados, normalmente ácidos carboxílicos de baixo peso molecular. No entanto, foi efectuada uma adição de 20 mg Fe/L e a taxa de degradação do COD permaneceu constante, o que indica que a reacção foto-Fenton não é capaz de oxidar os compostos finais, provavelmente ácidos carboxílicos de baixo peso molecular, podendo justificar o abaixamento do pH observado na Fig 6.

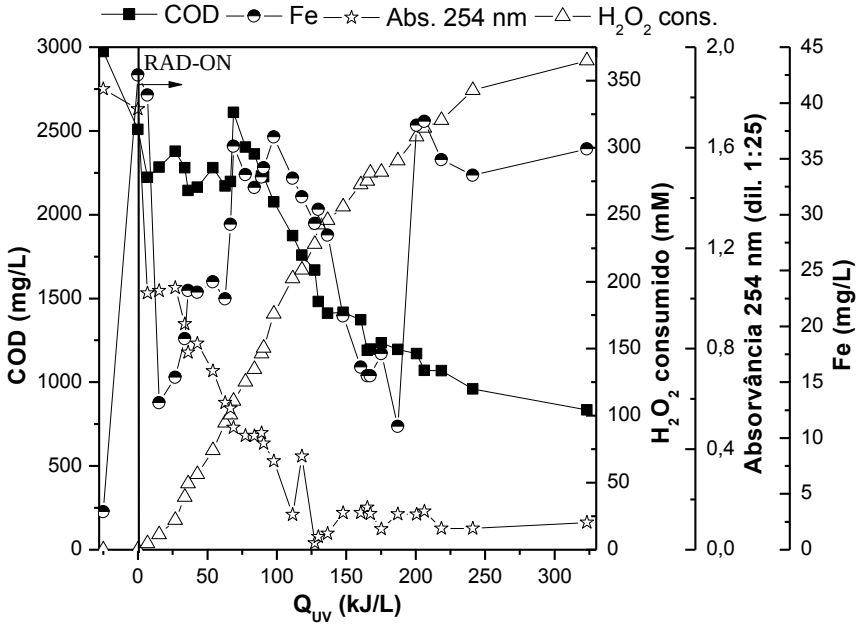


Figura 5. Evolução do COD, H_2O_2 consumido, absorvância a 254 nm e concentração de ferro dissolvido em função da quantidade de energia UV acumulada durante a foto-oxidação.

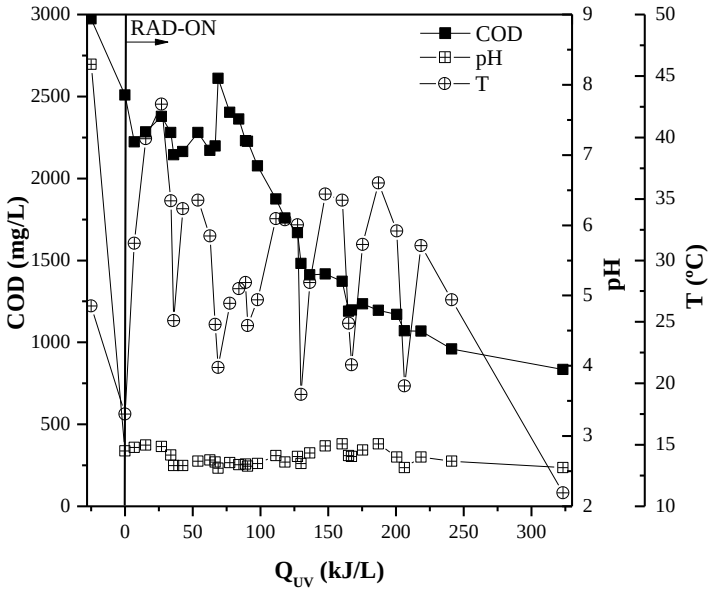


Figura 6. Evolução do COD, pH e temperatura em função da quantidade de energia UV acumulada durante a foto-oxidação.

3.3 Ensaios de biodegradabilidade

De forma a determinar o ponto óptimo do foto-tratamento correspondente a um efluente biodegradável, foram efectuados testes respirométricos e de Zahn-Wellens, utilizando lamas activadas, e também foram determinados outros parâmetros como EMO, EOC, CBO_5/CQO, polifenóis, absorvância 254 nm em diferentes fases de tratamento.

A concentração de CQO diminuiu 74% (de 8260 para 2185 mg O_2/L), indicando uma elevada oxidação dos compostos orgânicos, o que está correlacionado com EOC, que aumentou de -0,2 para +2,9. O EOM aumentou inicialmente e depois permaneceu aproximadamente constante, sugerindo que a natureza química dos intermediários gerados não varia significativamente (Fig. 7).

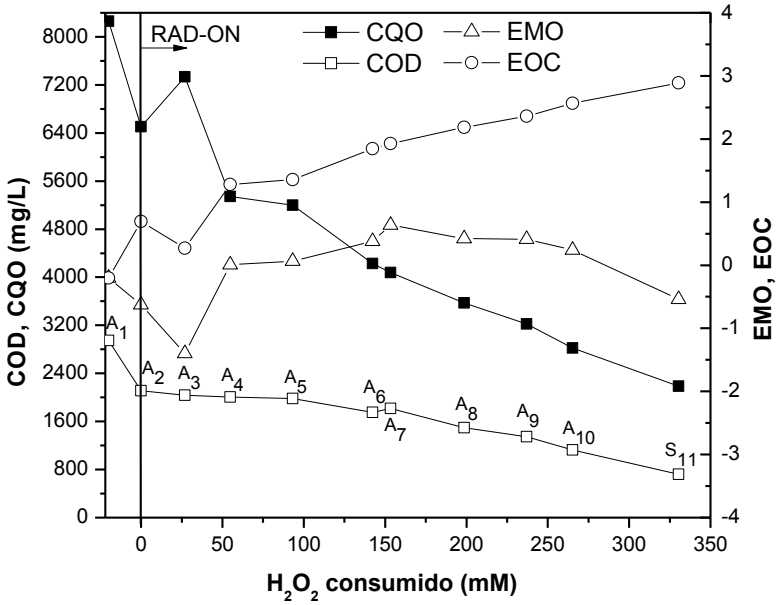


Figura 7. Evolução do EMO, EOC, COD e CQO em função da concentração de H_2O_2 consumido durante a foto-oxidação.

A concentração de polifenóis e conteúdo em compostos aromáticos (Fig. 8) apresentam um perfil similar, obtendo-se uma redução de 85% após um consumo de 142 mM H_2O_2.

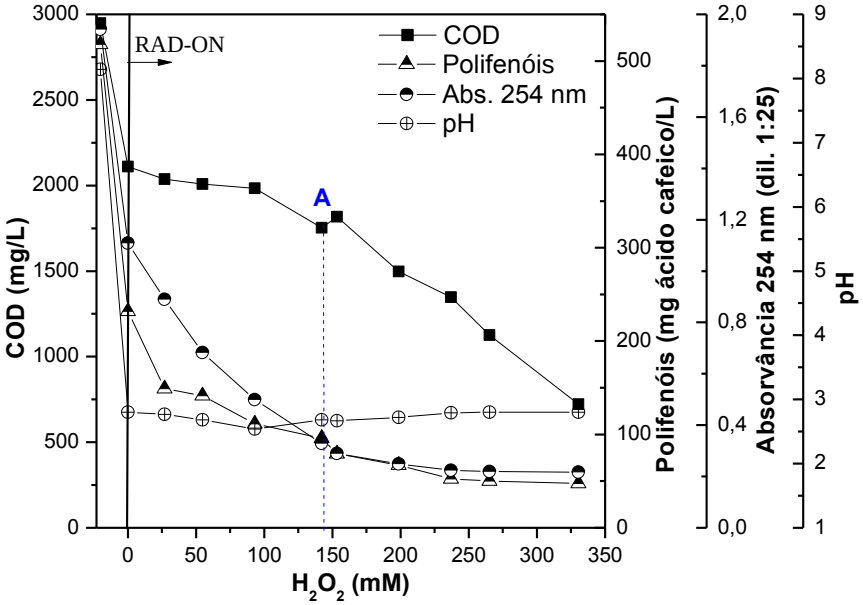


Figura 8. Evolução do COD, concentração de polifenóis e absorvância a 254 nm em função da concentração de H_2O_2 consumido durante a foto-oxidação.

A razão CBO_5/CQO e OUR/OUR_0 aumentam significativamente após o consumo de 142 mM de H_2O_2, indicando um aumento significativo da biodegradabilidade do lixiviado (Fig. 9).

Ainda no sentido de avaliar a biodegradabilidade, as amostras foram analisadas pelo método de Zahn-Wellens (ZW) (Fig.10). As primeiras quatro amostras (lixiviado não-tratado, após ajuste de pH e depois do consumo de 27 e 55 mM H_2O_2) apresentam uma baixa biodegradabilidade, aproximadamente 44%. No entanto, a biodegradabilidade do lixiviado aumentou significativamente durante a reacção foto-Fenton, atingindo 70% de degradação após 28 dias para a amostra 6, a qual corresponde ao ponto A.

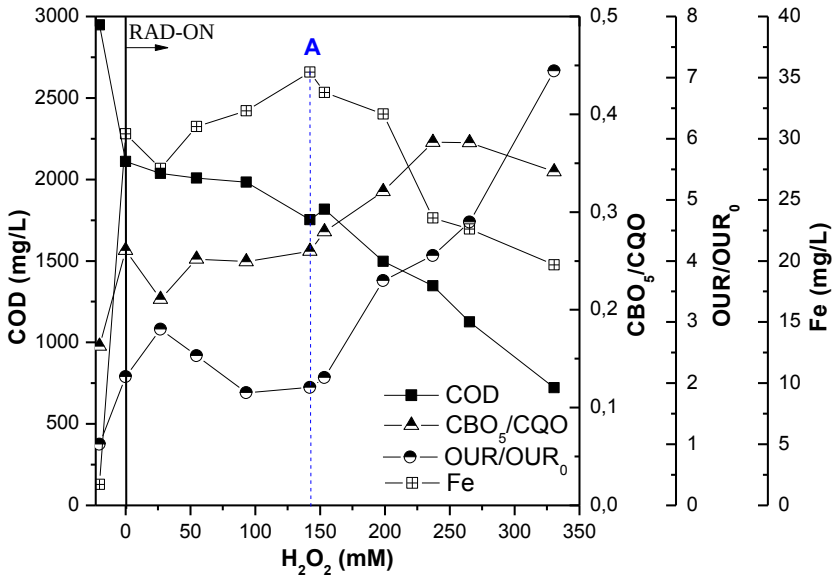


Figura 9. Evolução do EOM, relação CBO_5/CQO e da velocidade de consumo de oxigénio em função da concentração de H_2O_2 consumido durante a foto-oxidação.

De acordo com estes resultados, a dose óptima de energia UV para o foto-tratamento de forma a obter um efluente biodegradável é 100 kJ_{UV} L^{-1} (10,5 horas de foto-Fenton a uma potência solar UV constante de 30 W m^{-2}), consumindo 180 mM of H_2O_2 quando usado em excesso, obtendo-se 40% de mineralização, 82% de redução da concentração de polifenóis e 83% de redução do conteúdo em compostos aromáticos.

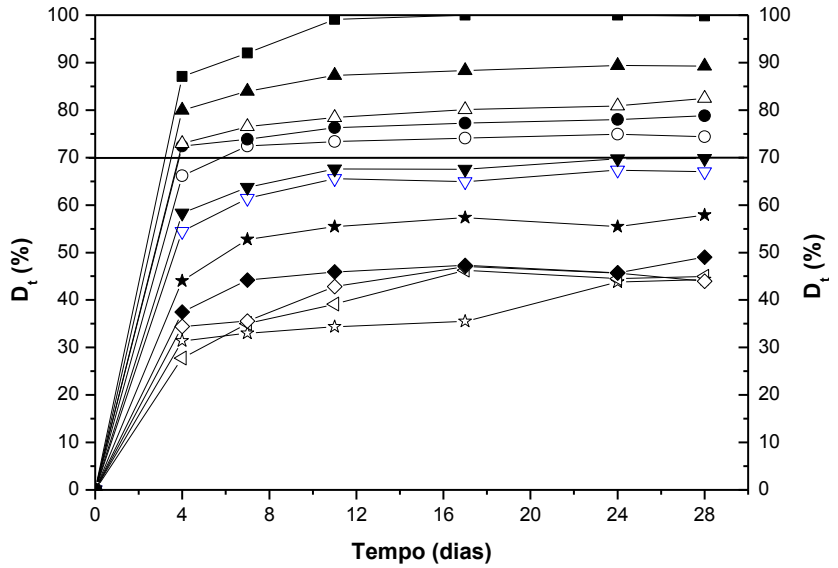


Figura 10. Evolução da biodegradabilidade pelo método Zahn-Wellens durante a foto-oxidação. ☆ - A_1, COD = 2949 mg/L; ◁ - A_2, COD = 2110 mg/L; ◇ - A_3, COD = 2038 mg/L; ◆- A_4, COD = 2008 mg/L; ★- A_5, COD = 1983 mg/L; ▽- A_6, COD = 1753 mg/L; ▼ - A_7, COD = 1817 mg/L; ○- A_8, COD = 1497 mg/L; ●- A_9, COD = 1346 mg/L; △ - A_{10}, COD = 1125 mg/L; ▲ - A_{11}, COD = 722 mg/L; ■ - Referência (COD = 1297 mg/L). As amostras foram diluídas duas vezes.

Apesar do aumento da biodegradabilidade do lixiviado, a elevada concentração de amónia e azoto total constitui um problema a resolver (Fig. 11). O trabalho futuro consistirá na avaliação de um processo biológico de nitrificação e desnitrificação de forma a eliminar a elevada carga de azoto no lixiviado.

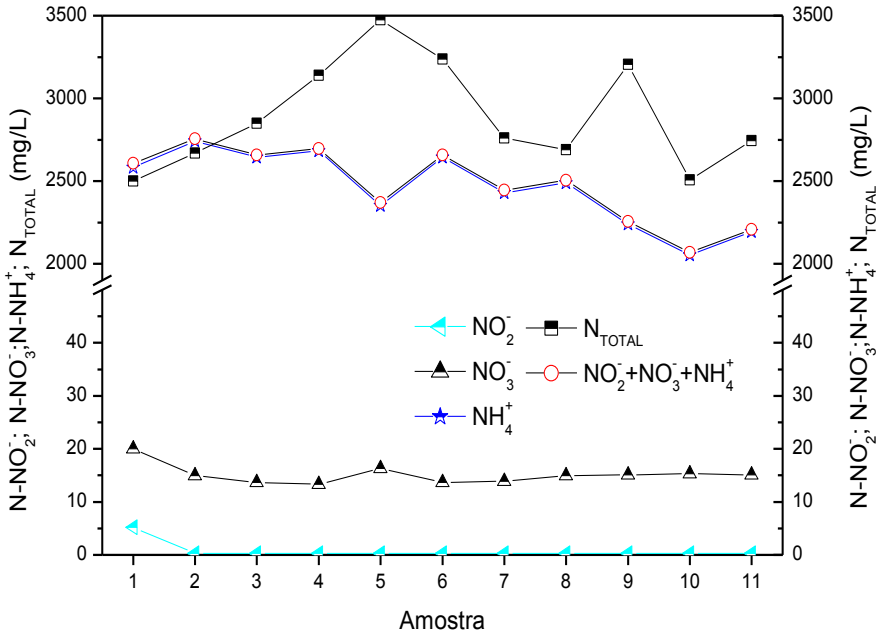


Figura 11. Evolução do COD e da concentração de azoto total e amoniacal em função da concentração de H_2O_2 consumido durante a foto-oxidação.

CONCLUSÕES

O processo foto-Fenton, utilizando como fonte de energia a fracção UV da radiação solar, demonstrou ser uma opção eficaz para o aumento da biodegradabilidade dos lixiviados produzidos nos aterros sanitários.

Testes respirométricos e de Zahn-Wellens com lamas activadas permitiram estimar o ponto óptimo de fototratamento, ou seja, a quantidade de radiação UV e os consumos de peróxido de hidrogénio e de catalisador a aplicar no tratamento foto-Fenton, de forma a atingir a biodegradabilidade requerida, permitindo assim obter, a jusante, uma eficiência biológica elevada.

AGRADECIMENTOS

O suporte financeiro para realização deste trabalho foi fornecido pelo LSRE FEDER/POCI/2010.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM (1973) *1973 annual book of astm standards*.

Burton S. Q. and Watson-Craik I. A. (1998). Ammonia and nitrogen fluxes in landfill sites: Applicability to sustainable landfilling. *Waste Management Research* **16** 41-53.

Christensen T. H., Kjeldsen P., Bjerg P. L., Jensen D. L., Christensen J. B., Baun A., Albrechtsen H.-J. and Heron G. (2001). Biogeochemistry of landfill leachate plumes. *Applied Geochemistry* **16** (7-8), 659-718.

Clesceri L. S., Greenberg A. E. and Eaton A. D. *Standard methods for the examination of water and wastewater ed. By leonore s. Clesceri, arnold e. Greenberg, andrew d. Eaton 0008*. American Public Health Association, New York:.

Malato S., Blanco J., Alarcón D. C., Maldonado M. I., Fernández-Ibáñez P. and Gernjak W. (2007). Photocatalytic decontamination and disinfection of water with solar collectors. *Catalysis Today* **122** (1-2), 137-149.

Malato S., Fernández-Ibáñez P., Maldonado M. I., Blanco J. and Gernjak W. (2009). Decontamination and disinfection of water by solar photocatalysis: Recent overview and trends. *Catalysis Today* **147** (1), 1-59.

Morais J. L. and Zamora P. P. (2005). Use of advanced oxidation processes to improve the biodegradability of mature landfill leachates. *Journal of Hazardous Materials* **123** (1-3), 181-186.

Nogueira R. F. P., Oliveira M. C. and Paterlini W. C. (2005). Simple and fast spectrophotometric determination of h2o2 in photo-fenton reactions using metavanadate. *Talanta* **66** (1), 86-91.

OECD. (1992) Test no. 302b: Inherent biodegradability: Zahn-wellens/ empa test *in* OECD Guidelines for the Testing of Chemicals. OECD Publishing.

Renou S., Givaudan J. G., Poulain S., Dirassouyan F. and Moulin P. (2008). Landfill leachate treatment: Review and opportunity. *Journal of Hazardous Materials* **150** (3), 468-493.

Robinson H. D. and Maris P. J. (1985). The treatment of leachates from domestic waste in landfill sites. *Journal of the Water Pollution Control Federation* **57** 30-38.

Vilar V. J. P. and Boaventura R. A. R. (2008). Detoxificação solar de águas e efluentes contaminados com poluentes recalcitrantes. *Revista Indústria e Ambiente* **49** 24-28.

ÁREAS DE CONTROLE E RECORRÊNCIA DE VAZAMENTOS NAS REDES DE DISTRIBUIÇÃO – O Combate as Perdas Reais

ROBSON FONTES DA COSTA [(1)]

RESUMO

Nos Sistemas de Tratamento e Distribuição de Água, como em qualquer indústria de transformação, existem perdas em algumas fases do processo. Desde a captação até o consumidor final, existem vários tipos de perdas, geradas em sua maioria por manutenções, operações, aplicação de materiais e tecnologias inadequadas.

Além de causarem problemas de abastecimento e prejudicarem a imagem das Companhias de Saneamento, as mesmas aumentam o consumo energético, através dos bombeamentos das redes de abastecimento.

Além disso, as perdas estão vinculadas à eficiência operacional das mesmas, servindo de parâmetros para a busca de investimentos juntos as entidades financiadoras além de causar impactos ambientais.

As perdas reais são constituídas pelos vazamentos que ocorrem nas redes de distribuição, além de extravasamento de reservatórios.

Para um efetivo combate a essas perdas é necessária à subdivisão dos setores de abastecimento em sub-setores denominados área de controle.

Além disso, é necessário o conhecimento das recorrências de vazamentos por setor ou área de controle, suas causas e medidas preventivas.

Este trabalho apresenta os resultados da aplicação desta metodologia no setor de abastecimento Jaraguá e na área de VRP Pauva.

PALAVRAS-CHAVE: Áreas de Controle, Perdas Reais, Recorrências de Vazamentos.

(1) Engenheiro Civil pela (UNICSUL/SP), Tecnólogo em Obras Hidráulicas pela (FATEC/SP) e Pós Graduado em Engenharia de Saneamento Básico pela (FSP/USP) e Engenharia de Projeto de Válvulas Industriais (POLI/USP) e Mestrando em Tecnologias Ambientais (CEETEPS/SP). Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo – SABESP: Unidade de Negocio Norte - Rua Conselheiro Saraiva, 519 – Bairro: Santana Cidade de São Paulo – CEP 02037-021 – SP. Tel.: +55 (011) 2971 4100, E-mail: rfcosta@sabesp.com.br ou robson.fc_sp@hotmail.com

INTRODUÇÃO

A utilização da água para diversos fins relacionados às atividades humanas, tais como abastecimento, recreação, geração de energia elétrica, irrigação, navegação e diluição de esgotos, a transforma em um recurso que tem um valor econômico, e como tal exige que o seu manejo seja o mais racional possível. Esta consideração torna-se mais contundente em regiões onde a disponibilidade de água não supera a demanda que dela se faz para o atendimento a todos aqueles possíveis usos.

Ao dimensionarmos um sistema de abastecimento devemos levar em conta parâmetros estatísticos e medições para o desenvolvimento de um projeto que atenda a demanda atual e futura, como por exemplo:

- Crescimento populacional;
- Disponibilidade hídrica;
- Topografia;
- Índice de Perdas

O índice de perdas é um valor adotado pelo projetista, variando de em até 40% do volume disponibilizado, e que pode alterar significativamente os custos e mesmo as dimensões de reservatórios e redes primárias de distribuição.
Em um sistema de abastecimento de água, a ocorrência de vazamentos nas tubulações representa uma das maiores fontes destas perdas.

É senso comum associar os vazamentos nas tubulações à idéia de perda, desperdício, ineficiência e outros qualitativos que denotam má gestão do sistema. As conseqüências mais imediatas dos vazamentos são:

- Aumento dos custos de produção e operação, resultando em preços mais elevados da água tratada ao consumidor.
- Riscos maiores de contaminação da água distribuída quando houver despressurização da rede, pela possibilidade de acesso de agentes nocivos ao interior da tubulação.
- Danos ao patrimônio público ou privado, pela degradação do sistema viário e comprometimento das edificações devido a infiltrações de água.

As tubulações da rede de distribuição são enterradas e transportam água sob pressão até os pontos de consumo junto aos imóveis, onde ocorre a medição dos volumes através de hidrômetros.
Os vazamentos geralmente afloram à superfície, sendo então facilmente identificados e posteriormente corrigidos. Entretanto, em muitos casos os vazamentos não atingem a superfície do terreno, permanecendo dias, meses ou anos escoando, totalizando volumes consideráveis de perdas de água.

Ações como a detecção de vazamentos por método acústico, instalações de válvulas redutoras de pressão (VRP), setorização implicam diretamente na diminuição destes volumes e são técnicas já aplicadas nos sistemas de abastecimento.

O grande desafio, portanto e a aplicação das mesmas otimizando as ações e potencializando os resultados. Para isso, uma efetiva gestão de detalhamento e conhecimento dos setores de abastecimento se faz necessário.

Pulverizar ações por todo o setor não resultam em muitas vezes as metas desejadas, visto que em setores com mais de 60 km de rede a pesquisa de vazamento pode sofrer pela recorrência de vazamentos, ou seja, a taxa de surgimento de vazamentos serem maior que o número de vazamentos locados por ciclo de varredura.

Além disso, setores muito grandes podem demorar meses para que os resultados destas ações possam surtir afeitos, como a diminuição da vazão diária ou mesmo da sua vazão mínima noturna. Para isso, as divisões dos setores em sub-setores ou áreas de controle, facilitam não somente o direcionamento das ações bem como o acompanhamento dos resultados.

ÁREAS DE CONTROLE

Podemos definir áreas de controle como porções de rede de abastecimento limitadas por válvulas de bloqueio determinadas, isolando seu funcionamento, tendo a sua alimentação principal por um ou mais linhas de abastecimento.
Outra determinação para área de controle seja a subdivisão do setor de abastecimento em menores áreas como exemplos plantas cadastrais ou quadrículas. Nestes casos o setor não é limitado por válvulas limítrofes, mas por parâmetros gráficos das redes assentadas.

Cada setor de abastecimento, portanto é definido pela área de abrangência de seus reservatórios divididos em uma setorização clássica em zonas altas ou baixas, feitas pela limitação das pressões estáticas máximas e mínimas. Em alguns casos se fazem necessário à instalação de válvulas redutoras de pressão (VRP) para a diminuição destas pressões, ou mesmo bombas de recalque (booster) para aumento da pressão em áreas com topografias elevadas.

Cada uma destas áreas, portanto podem ser definidas como áreas de controle, limitas e com redes de alimentação bem definidas. O acompanhamento das variações das vazões, associadas a parâmetros como pressão ou quantidade de vazamentos por quilômetros (Vaz/km) visíveis e não visíveis às classificam para a determinação de onde iniciaremos as ações de combate as perdas reais.

RECORRÊNCIAS DE VAZAMENTOS

Outro parâmetro que deve ser determinado nas ações de combate a perdas através das pesquisas acústicas de vazamentos e a recorrência de vazamentos ou taxa natural de surgimento de vazamentos.

Se nenhuma medida corretiva ou preventiva de combate aos vazamentos for tomada, há a tendência de um taxa natural de surgimento de vazamentos decorrentes de diversos fatores como a qualidade do material, variações de pressão, recalques de solo entre outras.

A taxa natural de surgimento de vazamentos representa, então, um valor médio desse crescimento ao longo do tempo, variando em função das características próprias de cada trecho da rede como mencionado.

Para tanto, um efetivo planejamento e dimensionamento do período de pesquisas deve ser desenvolvido através da determinação desta taxa.

O não conhecimento deste crescimento pode gerar um controle passivo das redes de distribuição, na medida em que a cada manutenção realizada, decorre do surgimento de uma nova ocorrência. Desta um controle ativo é aquele em que as pesquisas de vazamentos superem esta taxa de forma a praticarmos manutenções preventivas.

A figura 01 abaixo representa esta situação:

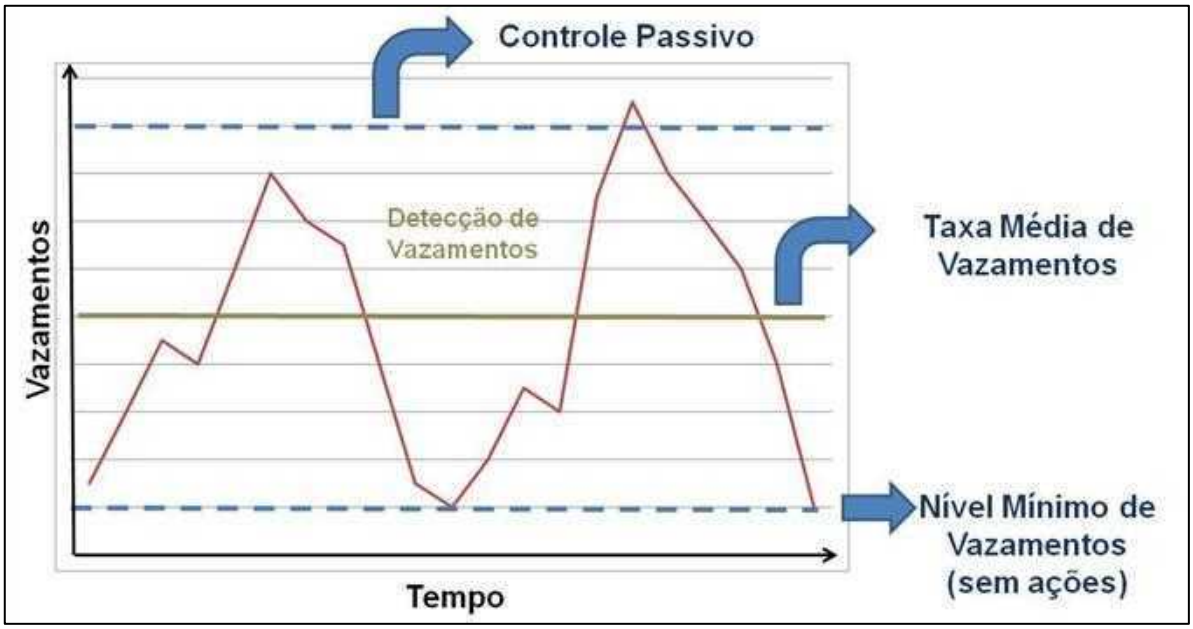


Figura 01 – Gráfico de Recorrências de Vazamentos

MATERIAIS E MÉTODOS

Para o acompanhamento e direcionamento das ações de pesquisa de vazamentos no setor de abastecimento Jaraguá, localizado no extremo norte da cidade de São Paulo, utilizamos os seguintes critérios:

- Divisão do setor de abastecimento por quadrícula;
- Acompanhamento das pesquisas por quadricula;
- Levantamento de dados de pressão e ocorrências por quadrícula;
- Elaboração de mapa de pressão;
- Levantamento histórico das pesquisas de vazamentos por método acústico de fevereiro/07 a fevereiro/08.

QUADRÍCULAS

Por se tratar de um grande setor de abastecimento com aproximadamente, 455 km de rede e possuir apenas macromedição na entrada do seu reservatório, adotou-se para o acompanhamento de direcionamento das ações de pesquisa de vazamentos não visíveis à

divisão do setor por quadrículas. Estas quadriculas, são a representação gráfica das redes fornecidas através do geo-referenciamento de suas redes de abastecimento fornecido pelo sistema SIGNOS da Sabesp, conforme a figura 02 abaixo.

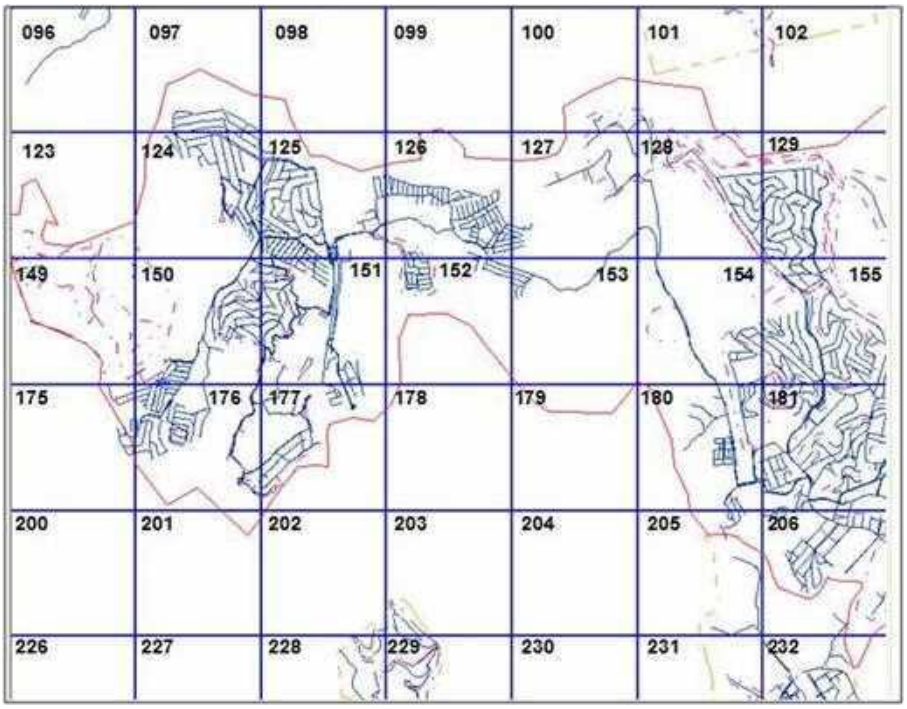


Figura 02 – Quadricula de Manobra, Setor Jaraguá (Fonte: Sabesp – MNEP/2009)

Após a divisão do setor verificou-se, através dos históricos de apontamentos de pesquisas anteriores a quantidade de vazamentos por quilometro (vaz/km), por quadrícula, o que determinou a prioridade de geofonamento.

O acompanhamento diário destes apontamentos facilitou não somente este direcionamento, bem como a confecção de mapas temáticos como os das pressões dinâmicas medidas durante a campanha de pesquisas. A figura 03 representa um destes mapas com o destaque para as quadriculas que apresentaram maior concentração de vazamentos não visíveis apontados e confirmados na execução.

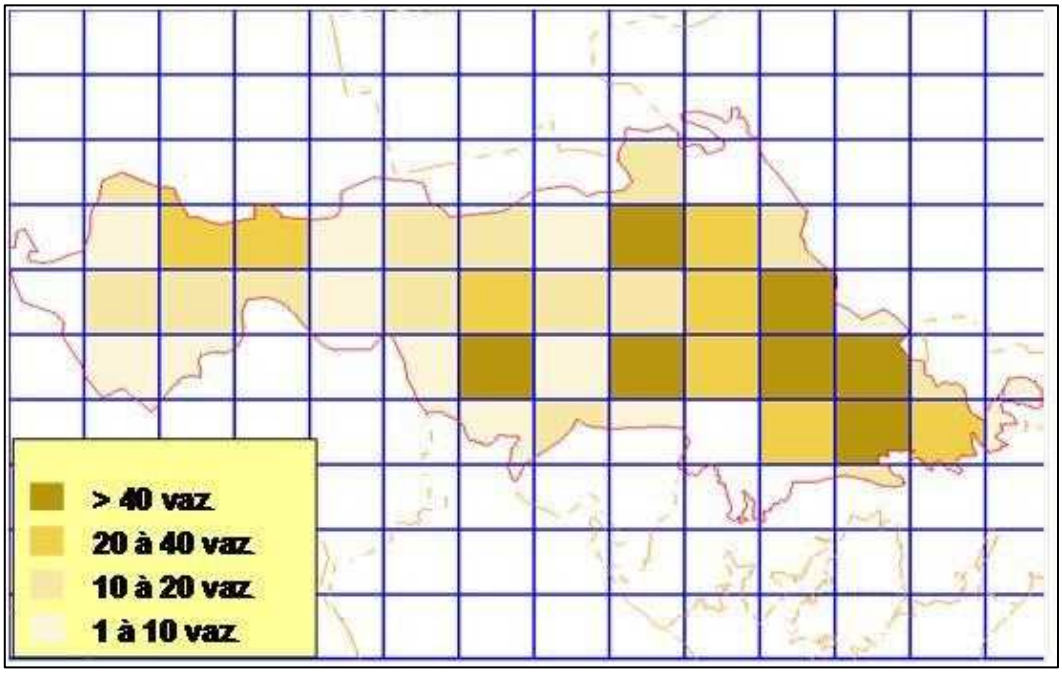


Figura 03 – Mapa Temático de Vazamentos Não Visíveis Executados no Setor Jaraguá

Porém, as análises destes mapas devem levar em conta o fato da quilometragem de rede de cada quadricula associada à densidade de ligações, ou seja, uma quadrícula com uma concentração de vazamentos muito elevada não significa que seja prioritária em comparação com outra de menor quilometragem, visto que a quantidade de vazamentos por quilometro desta segunda será maior que a da primeira. Com isso podemos então associados a estas informações classificar por Parretto, as quadriculas prioritárias. A figura 04 representa um destes gráficos, no qual podemos notar que apesar de algumas quadrículas possuírem uma maior quantidade de vazamentos não foi classificado com maior relevância.

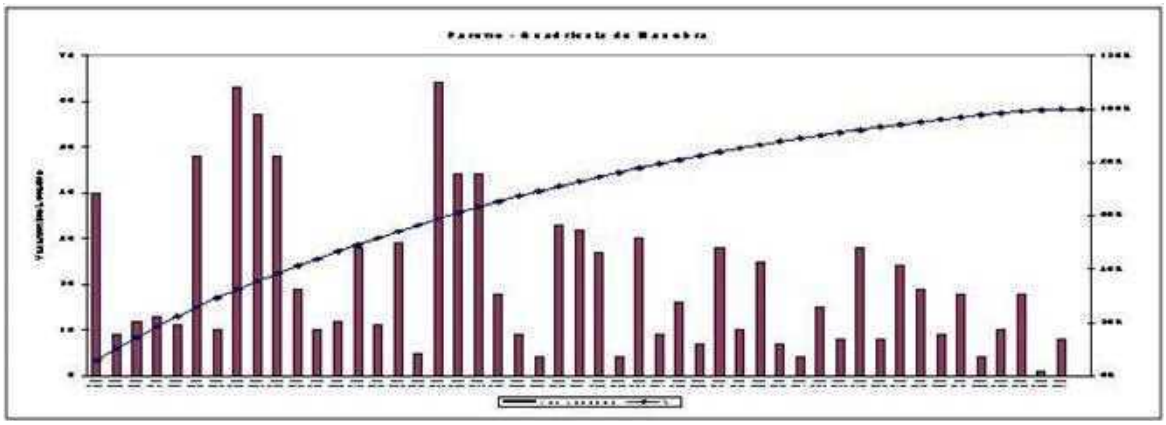


Figura 04 – Gráfico de Parretto por Quadrícula no Setor Jaraguá

ESTUDO DE RECORRÊNCIAS DE VAZAMENTOS NO SETOR JARAGUA

Para a determinação do estudo de recorrências no setor, buscou-se o histórico de varredura realizado no período de fevereiro a abril de 2007, conforme a tabela 01.

Tabela 01 – Primeiro Ciclo de Pesquisa

Período	Km Pesquisada	Ramal	Ferrule	Rede	Total
Fev/07	48,71	113	33	6	**152**
Mar/07	92,30	161	56	10	**227**
Abr/07	55,77	116	50	16	**182**
Total	196,78	390	139	32	**561**
Vaz/km	**2,85**				

O segundo ciclo ocorreu cinco meses depois do primeiro ciclo e suas ações já foram direcionadas as quadriculas já classificadas anteriormente pelo gráfico de Parretto. A tabela 02 demonstra os resultados deste segundo ciclo de pesquisas.

Tabela 02 – Segundo Ciclo de Pesquisa

Período	Km Pesquisada	Ramal	Ferrule	Rede	Total
Out/07	84,95	55	69	-	**124**
Nov/07	89,90	93	63	7	**163**
Dez/07	40,57	20	13	-	**33**
Total	215,42	168	145	7	**320**
Vaz/km	**1,5**				

Pode-se perceber uma diminuição da quantidade de vazamentos apontados entre a primeira e a segunda varredura, mesmo tendo sendo pesquisado 9% a mais em extensão de rede.
O gráfico da figura 05 demonstra estas diferenças.

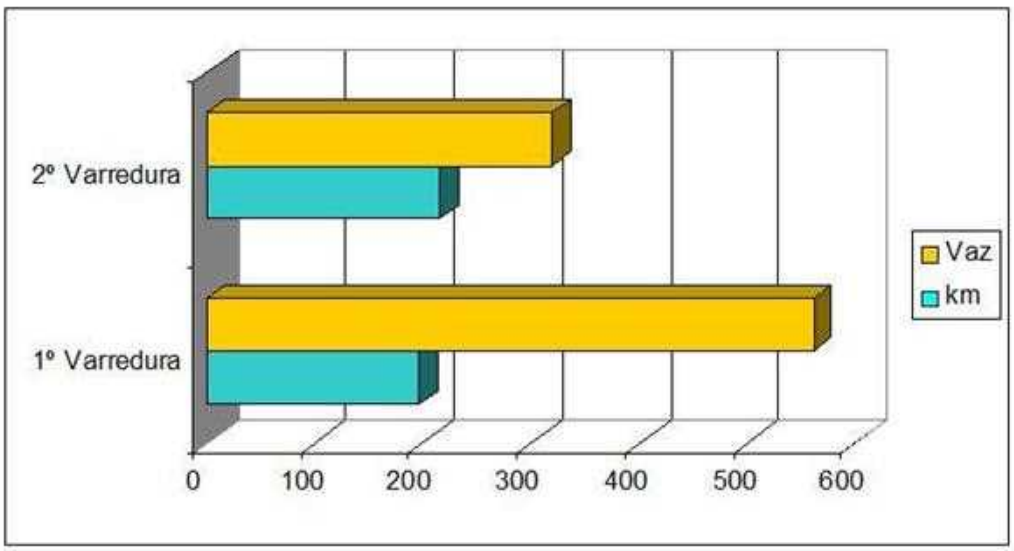


Figura 05 – Ciclos de Pesquisas no Setor Jaraguá

Para um efetivo acompanhamento das recorrências de vazamentos, ao final do segundo ciclo diminuímos o período de retorno realizando re-pesquisas nas áreas, com intervalos de apenas um mês entre as mesmas. Repetimos o processo em uma segunda re-pesquisa, direcionando para as áreas prioritárias. As tabelas 03 e 04 demonstram respectivamente os resultados apontados.

Tabela 03 – Primeiro Ciclo de Re-Pesquisa

Período	Km Pesquisada	Ramal	Ferrule	Rede	Total
Jan/08	118,80	87	92	5	**184**
Fev/08	143,40	106	53	8	**167**
Total	262,20	193	145	13	**351**
Vaz/km	**1,4**				

Tabela 04 – Segundo Ciclo de Re-Pesquisa

Período	Km Pesquisada	Ramal	Ferrule	Rede	Total
Fev/08	153,23	182	-	2	**184**
Total	153,23	182	-	2	**184**
Vaz/km	**1,2**				

Dentre os vazamentos apontados na segunda varredura e na primeira re-varredura, observou-se que os apontamentos na segunda não eram coincidentes, ou seja, eram novas ocorrências em muitos dos casos nos ramais vizinhos ao segundo ciclo de pesquisa. O mesmo fato acorreu na segunda re-pesquisa.

Foram verificados através de planilhas dos vazamentos apontados todos os casos coincidentes em torno de apenas 15% de todos os novos apontamentos. Isto significa que os 85% dos vazamentos apontados entre as pesquisas tratavam-se realmente de novas ocorrências.

Apesar de termos re-pesquisado apenas 58,4% das redes no segundo ciclo de re-pesquisa, priorizamos as áreas com maior incidência de vazamentos. O gráfico da figura 06 representa estas pesquisas e demonstram a proporcionalidade entre a quantidade de quilometragem varrida e os vazamentos apontados que deferi em apenas 0,2 no indicador de vaz/km.

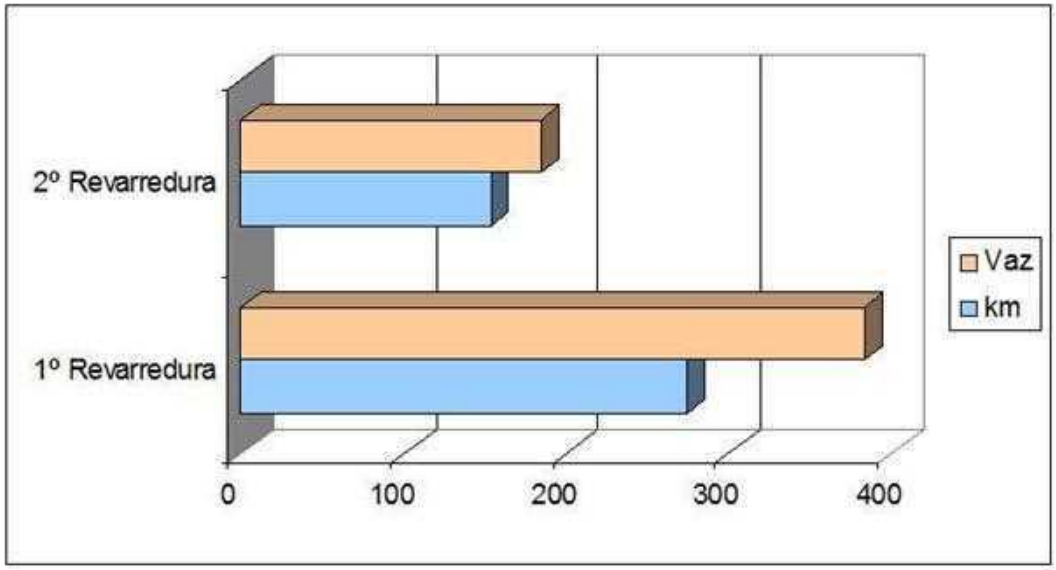


Figura 06 – Ciclo de Re-Pesquisas no Setor Jaraguá

Podemos verificar que houve uma significativa diminuição do indicador de vaz/km no intervalo dos cincos meses entre o primeiro ciclo de pesquisa e o segundo, com uma diminuição de 1,34 vaz/km. Porém, ao diminuirmos ainda mais estes ciclos encontramos uma média neste indicador de 1,4 vaz/km, mesmo executando varreduras com intervalos de uma semana entre as quadriculas priorizadas. Este fato se deve, portanto ao que chamamos de taxa de recorrência de vazamentos, ou seja, e a taxa natural de surgimentos de novas ocorrências.

O gráfico da figura 07 representa o indicador apontado nas diversas pesquisas realizadas.

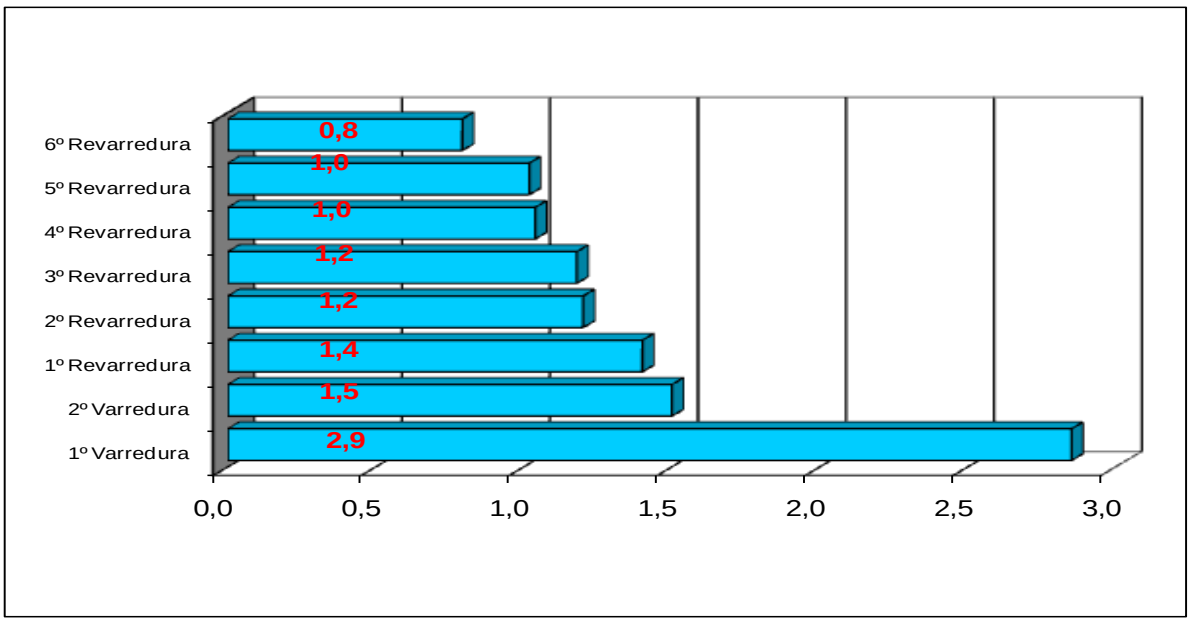


Figura 07 – Vazamentos por quilometro entre os Ciclos de Pesquisas no Setor Jaraguá

Assim podemos demonstrar de forma gráfica a taxa de recorrência de vazamentos para o setor Jaraguá. Isto é possível se assumirmos que cada apontamento conhecido não tivesse sido executado e acumulado aos vazamentos locados do próximo mês.

O gráfico da figura 08 representa a taxa de recorrência de vazamentos no setor Jaraguá nos diversos ciclos de pesquisa e re-pesquisa.



Figura 08 – Gráfico de Recorrência de Vazamentos no Setor Jaraguá

O gráfico abaixo representa a diminuição destas taxas, ao alinharmos seu coeficiente angular da reta para as mudanças de patamares, ou seja, demonstramos a diminuição da taxa de surgimento dos vazamentos

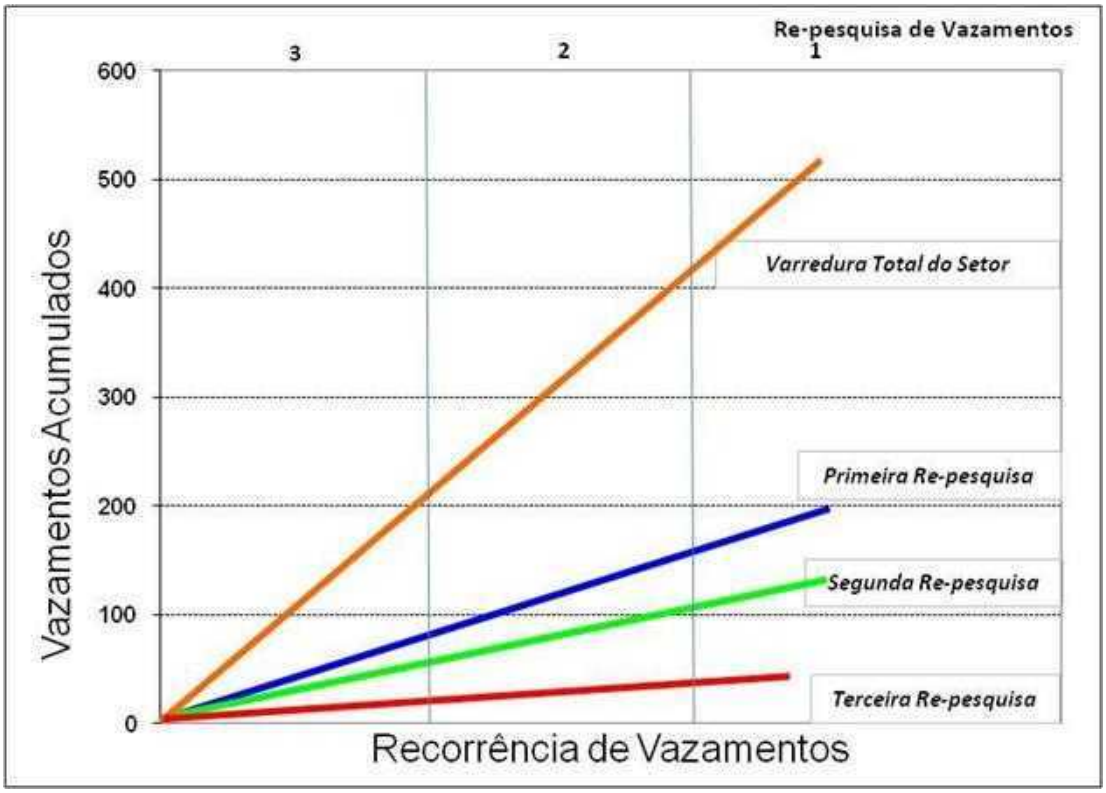


Figura 09 – Gráfico de Recorrência de Vazamentos no Setor Jaraguá

ESTUDO DE RECORRÊNCIAS DE VAZAMENTOS NA VRP PAUVA

Da mesma forma efetuou-se estudo da recorrência em outra área de controle denominada VRP Pauva, com 25,80 km e 2246 ligações, conforme figura 10 abaixo.



Figura 10 – Área da VRP Pauva

O objetivo era a de acompanhar juntamente com as recorrências de vazamentos a diminuição dos volumes da vazão mínima noturna (Qmin), conforme apresentado na tabela 05 que representa a efetividade dos vazamentos locados, perfazendo um total recuperado de 68% apenas na vazão mínima noturna entre 02:00h e 04:00h.

Tabela 05 – Diminuição da Vazão Mínima Noturna

	Segunda-Feira	Terça-Feira	Quarta-Feira	Quinta-Feira	Sexta-Feira	Sábado	Domingo	Segunda-Feira	Media
1º Varredura	97,8	98,1	96,0	98,8	102,4	105,1	101,5	100,4	**100,0**
	75,3	63,0	70,8	66,4	75,2	72,1	67,7	67,7	**69,8**
2º Varredura	97,9	95,1	95,5	91,3	98,1	98,1	98,4	97,5	**96,5**
	50,3	41,5	46,0	52,8	50,3	50,1	52,5	51,2	**49,3**
1º Re-varredura	60,4	51,3	50,4	57,4	52,6	40,4	53,2	55,4	**52,6**
	48,2	33,4	19,2	13,0	25,0	35,0	42,0	34,0	**31,2**

O gráfico da figura 11 abaixo representa de forma gráfica estas diminuições. Os espaços de pesquisa entre a primeira e a segunda varredura foi de 4 meses e a primeira re-varredura de 2 meses.

Percebe-se que ao diminuirmos o espaçamento entre os ciclos de pesquisa temos um maior ganho de volume recuperado pela vazão mínima noturna.

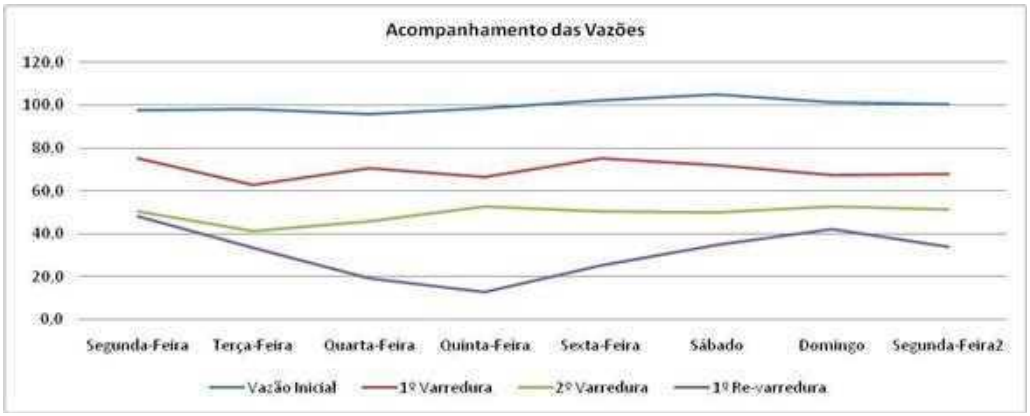


Figura 11 – Gráfico de Diminuição da Vazão Mínima Noturna – VRP Pauva

CONCLUSÕES

Podemos então concluir que para um efetivo controle das perdas reais, devemos utilizar ferramentas para um melhor desempenho das atividades de pesquisa de vazamentos.

Uma destas ferramentas é a subdivisão dos setores de abastecimento em áreas de controle, onde o acompanhamento dos resultados e das ações empregadas se dá de forma mais clara e rápida. O acompanhamento destas áreas pode nos direcionar para aquelas porções prioritárias que seriam diluídas nas campanhas globais de pesquisa.

Além disso, a determinação da taxa de surgimento de vazamentos e de fundamental importância para os planejamentos e dimensionamentos dos períodos de pesquisa de cada setor. Cabe lembrar que as características como a topografia elevada, que pode causar áreas com altas pressões, e instalações de bombas de recalque (booster), associados à má qualidade dos materiais empregados nas ligações e a idade da rede potencializam seu surgimento em períodos cada vez menores, que, se não equacionados de maneira rápida, elevam significativamente os indicadores de perdas nos mesmo.

No estudo de caso apresentado podemos considerar os seguintes aspectos:

- Taxa mínima de vazamentos por quilometro por re-pesquisa = 1,4 vaz/km

- Extensão do setor = 455 km
- Surgimento de vazamentos/mês = 1,4 x 455 = **637 vaz/km/mês**
- Surgimento de vazamentos/ano = 637 x 12 = **7644 vaz/km/ano**

Se considerarmos que cada vazamento visível foi em seu surgimento um vazamento não visível podemos então afirmar que a taxa de vaz/km não visíveis apontadas em uma campanha de detecção é a taxa natural de vazamentos do setor, desde que o a diferença entre as pesquisa não apontem a diminuição do mesmo.

Desta forma ainda podemos concluir que:

- Extensão de rede do setor: 455 km
- Extensão de rede pesquisada: 839 km
- Freqüência de pesquisa por ano = 455 / 839 = **0,542**

Se multiplicarmos esta freqüência de pesquisa, por ano, chegaremos a uma taxa média de surgimento de vazamentos. Se a capacidade de pesquisa for de duas campanhas no ano, então teremos o tempo médio para o conhecimento dos vazamentos no setor.

- 0,542 x 365 dias = 197 dias (aproximadamente, duas vezes por ano).
- 197 / 2 = **98 dias**

Assim o tempo de conhecimento de novos vazamentos será superior a três meses.

Para aferição destes dados verificou-se a quantidade de vazamentos totais reparados no ano de 2007 no setor Jaraguá, que foi de 7505 ocorrências, validando o modelo proposto.

A conclusão foi novamente aplicada a um menor setor (VRP Pauva) para aferição dos resultados.

- Taxa mínima de vazamentos por quilometro por re-pesquisa = 0,297 vaz/km
- Extensão do setor = 25,8 km
- Surgimento de vazamentos/mês = 0,297 x 25,80 = **8 vaz/km/mês**
- Surgimento de vazamentos/ano = 8 x 12 = **96 vaz/km/ano**

Para aferição destes dados verificou-se a quantidade de vazamentos totais reparados no período de um ano anterior que foi de **0,39 vaz/mês**, próximo ao calculado.

Portanto para que possamos efetuar um controle ativo de vazamentos, precisaríamos aumentar ainda mais o período de pesquisa entre os ciclos. Porém, devemos perceber que a não diminuição deste indicador poderá estar associada a outras ações como:

- Diminuição da pressão;
- Troca da infra-estrutura existente (troca de ramais);
- Agilidade nos reparos

Devemos verificar com a utilização do registro de falhas, ou visitas aos locais com maior recorrência de vazamentos, analisarmos as causas dos mesmos. Muitas novas ocorrências se dão pelo fato do aumento da pressão após o conserto da fuga. O gráfico da figura 12 representa o aumento desta pressão em uma das quadrículas priorizadas.

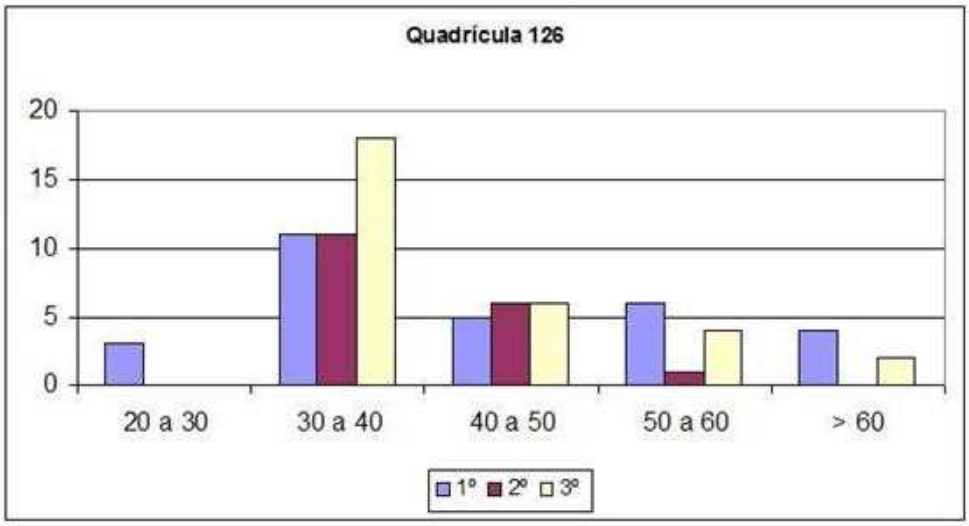


Figura 12– Aumento da Pressão após Execução de Vazamentos

Além desta análise podemos ainda verificar e classificar as ruas com maior incidência de ocorrências conforme figura 13 abaixo. Esta classificação é útil na escolha e verificação das ações corretivas aplicadas a cada sub-setor.

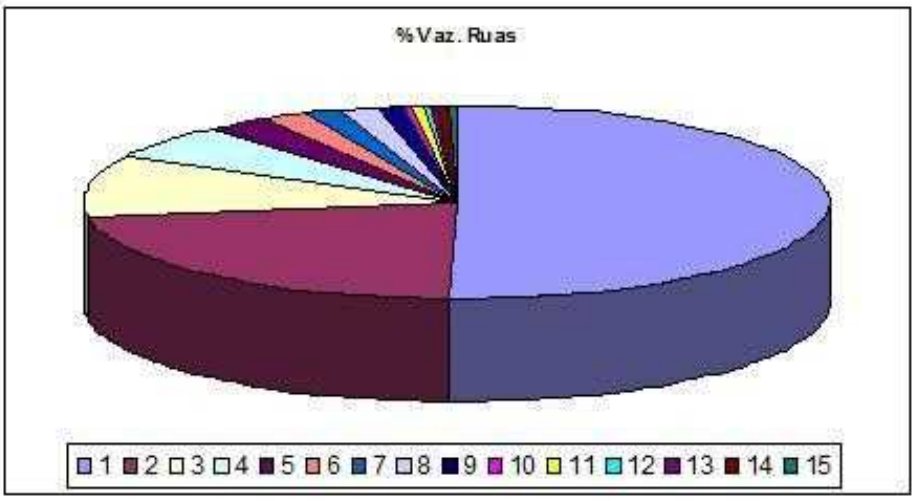


Figura 13– Incidências por ruas pesquisadas

Outro aspecto importante que influencia a ocorrência do vazamento são as infra-estruturas existentes. O monitoramento e acompanhamento dos reparos são importantes ferramentas na tomada de decisão das ações corretivas necessárias.

A foto 01 abaixo representa alguns dos problemas encontrados nos setores estudados.



Foto 01– Problemas de infra-estrutura encontrados

Estas análises reforçam a necessidade de associarmos as campanhas de pesquisa de vazamentos não somente a simples execução após a sua locação, mas sim, em um amplo planejamento e pesquisa dos resultados apresentados.

Somente desta forma, associando estas execuções à diminuição da pressão, analise de infra-estrura com trocas de ramais e maior agilidade no reparo podemos evitar situações com a da foto 02 abaixo. Podemos ver claramente pelas diversas marcas de reparos anteriores que a real necessidade do local é a troca de suas ligações.



Foto 02 – Exemplo de Recorrência de Vazamentos

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENSAIOS NÃO-DESTRUTIVOS – ABENDE. *Detecção de Vazamentos Não-Visíveis: Métodos Acústicos.* Apostila de Treinamento para Profissionais níveis 1, 2 e 3 (CETRE), São Paulo,2001,2002.

2. COSTA, R. F. Gestão de Controle de Perdas e a Busca da Eficiência Operacional. Revista Hydro. , São Paulo, 2008.

AVALIAÇÃO DA APLICAÇÃO DE LODO DE ETA NO ADENSADOR DE LODO DE UMA ETE DE LODOS ATIVADOS

Gilmar J. PEIXOTO (1); Tsunao MATSUMOTO (2); Camila G. A. GEROMEL (3)

RESUMO

O presente trabalho teve como objetivo encontrar uma solução adequada para a destinação do lodo produzido pela ETA do município de Presidente Prudente, operada pela SABESP. O estudo baseou-se na premissa de aplicar o lodo de ETA no adensador de lodo por gravidade existente na ETE, por existirem algumas limitações para a absorção de lodo de ETA pela ETE, principalmente de se passar o lodo de ETA diretamente pelo processo biológico de tratamento e, para tanto, foi montada uma ETE piloto para realização das simulações de aplicação de carga de 2000mg.L^{-1} e 4000mg.L^{-1} de lodo de ETA no adensador de lodo com retorno do clarificado ao processo de tratamento.

A avaliação do desempenho da unidade piloto foi conseguida por meio de monitoramento analítico de parâmetros como: pH; temperatura; oxigênio dissolvido; alcalinidade; DBO; DQO; fósforo; nitrogênio; sólidos dissolvidos, totais, fixos e voláteis; turbidez; índice volumétrico do lodo (IVL); e teor do lodo (TL).

Os resultados mostraram que a carga de 2000mg.L^{-1} de lodo de ETA aplicada no adensador de lodo por gravidade, pode ser realizada sem causar problemas operacionais na ETE, no entanto, com carga de 4000mg.L^{-1} foi constatado perturbações operacionais, indicando que as aplicações progressivas de lodo devem ser pesquisadas.

Palavras-chave: Adensador; ETE Piloto; Lodo de ETA; Lodo de ETE.

(1) Engenheiro Civil, Mestre pela Universidade Estadual Paulista (FEIS/UNESP) Engenheiro da SABESP. Endereço: Av. da Saudade, 1080 - CEP: 19.050 -310 Jardim Caiçara - Presidente Prudente – SP. Telefone: (18) 3904-8108 – Fax: (18) 3904-8145 – e-mail: gpeixoto@sabesp.com.br

(2) Engenheiro Civil, Mestre e Doutor em Hidráulica e Saneamento, Professor-Adjunto do Departamento de Engenharia Civil da FEIS/UNESP. Endereço: Alameda Bahia, 550 – CEP: 15385-000. Centro – Ilha Solteira – SP. Telefone: (18) 3743-1125 – Fax: (18)3743-1160 – e-mail: tsunao@dec.feis.unesp.br

(3) Engenheira Ambiental, Mestranda Universidade Estadual Paulista (FEIS/UNESP) Endereço: Rua Canavieiras, 171, Apto 1 – CEP: 15385-000. Centro – Ilha Solteira – SP. Telefone: (17) 9726-5108 – e-mail: cgeromel@aluno.feis.unesp.br

INTRODUÇÃO

Uma grande parte dos lodos gerados em Estações de Tratamento de Água (ETA) tem como origem as ETA do tipo convencional, nas quais a água bruta passa pelos processos de coagulação, floculação, decantação e filtração, por muitas vezes encontrarem-se inadequadas ao consumo humano, para torná-la num produto que atenda os padrões de potabilidade vigentes (Portaria MS 518/2004). Para apropriá-la faz-se o uso de produtos químicos e, consequentemente, isto gera resíduos sólidos oriundo das impurezas contidas na água bruta e dos produtos utilizados no tratamento. Estes resíduos são produzidos continuamente no processo de clarificação e ficando retidos nos decantadores e nos filtros.

Atualmente, a maioria das ETA existentes no País é operada de forma a sedimentar e compactar nos decantadores os resíduos separados da água, por um período que pode variar de 01 a 04 meses. Após este período, realiza-se a lavagem manual dos decantadores, culminando no lançamento do lodo sem nenhum tratamento no corpo receptor mais próximo,

O mesmo procedimento é realizado com a água de lavagem dos filtros, a qual contém materiais sólidos retidos no processo de clarificação, apresentam altas cargas de resíduos sólidos retirados durante o processo de lavagem realizado diariamente ou no máximo a cada dois dias, tendo o mesmo destino do descarte do lodo do decantador.

Segundo o Sistema Nacional de Informações sobre o Saneamento - SNIS (2004) registra nos seus dados, um volume anual de água tratada em ETA de $1{,}09 \times 10^9$ m^3, considerando este volume de água tratada e aplicando na fórmula recomendada por Richter (2001), adotando como média nacional, a turbidez de 50NTU e cor de 150UC e o sulfato de alumínio como coagulante, pode-se estimar uma produção de massa de sólido seca em torno de $1{,}12 \times 10^6$t/ano. Portanto, a magnitude deste número evidencia que providências, no sentido de racionalizar e adequar o destino destes resíduos, sejam efetivamente tomadas.

Algumas ETA como a Estação Recuperadora de lodo de ETA da cidade de Cubatão, onde são adotados os processos de adensamento com a utilização de polímero e desidratação com posterior disposição em aterro sanitário, e a destinação do lodo da ETA da cidade de Franca, o qual vem sendo lançado na Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) existente na cidade, são exemplos da preocupação com a destinação final deste tipo de lodo.

As características das águas superficiais dependem da área, geologia e topografia da bacia hidrográfica, como também das condições atmosféricas e atividades antrópicas na mesma bacia, (DACACH, 1979). E, em razão desta dependência, pode-se afirmar que é praticamente impossível encontrar uma água natural idêntica à outra.

Isto faz com que cada água aduzida para uma ETA receba um tratamento químico diferenciado em razão das suas características e, portanto, os resíduos advindo de cada tratamento também possuem características próprias. Com base nessa premissa, não se pode generalizar o processo para o tratamento de lodo de ETA, recomendando, assim, analisar o problema caso a caso.

Nos últimos anos a legislação, tanto no âmbito nacional como estadual, têm restringido ações que, de uma forma ou de outra, venham a causar danos graves ao meio ambiente. O lançamento em cursos de água do lodo gerado em ETA utilizando o processo convencional de tratamento, atualmente, incorre na adequação as seguintes Leis: Lei Federal 9605, artigo de nº. 54; Resolução de nº. 357, de 17 de março de 2005 do Conselho Nacional do Meio Ambiente – CONAMA, capítulo IV que trata das condições e padrões de lançamentos de efluentes e no Decreto Originário do Estado de São Paulo de nº. 8468/76, artigo 18 – item III. Portanto, todas as instituições cumpridoras da legislação e que tenham responsabilidade pelo tratamento da água que nos seus processos geram resíduos deverão buscar a sua adequação e regularização.

A presente pesquisa foi fundamentada na necessidade de se analisar os problemas da geração de lodo de ETA caso a caso. Para isto, trabalhou-se em ETE escala piloto utilizando o lodo gerado na ETA da cidade de Presidente Prudente, operada pela Sabesp, estudando as implicações do lançamento dos mesmos no sistema de adensamento do lodo da ETE por lodos ativados. Assim, o estudo indicou a potencialidade do destino final do lodo gerado na ETA, podendo desta forma atender a legislação vigente e contribuir para melhoria nas condições ambientais dos locais de descarte de lodo de ETA.

OBJETIVO

O objetivo principal dessa pesquisa foi avaliar uma nova forma de incorporação do lodo de ETA, lançando-o no adensador de lodo de uma ETE piloto operada em sistema de lodos ativados.

Para proceder à avaliação da aplicação foram realizadas as seguintes investigações:

- determinação de coagulante no adensamento de lodo da ETE piloto, em ensaio de *Jar Test*.

- determinação das dosagens de lodo de ETA em relação ao lodo de ETE, em ensaio de *Jar Test*.

- aplicação de lodo de ETA no adensador da ETE piloto conforme determinação de dosagens dos ensaios de *Jar Test*.

- realização de monitoramentos para a verificação da estabilidade operacional da ETE piloto.

MATERIAIS E MÉTODOS

Aparato experimental

A ETE piloto foi instalada, operada e monitorada no laboratório da ETE Limoeiro em Presidente Prudente-SP. Na construção das unidades da ETE piloto utilizado no

experimento procurou-se a reprodução dos parâmetros operacionais tais como: Tempo de Detenção Hidráulica (TDH), taxa de aplicação de O_2 no tanque de aeração, idade do lodo, porcentagens do lodo de retorno ao tanque de aeração e de descarte para o processo de desidratação, proporcionais aos aplicados na ETE.

O tanque de aeração foi construído em acrílico. As dimensões foram baseadas na área de influência de um misturador de perfil hiperbólico no tanque de aeração da ETE Limoeiro. Assim, foi construído o tanque no formato quadrado (0,60mx0,60m) e com volume útil de 100L.

O sistema de aeração foi reproduzido, em escala 1:25, pois o misturador hiperbólico utilizado na ETE Limoeiro, tem diâmetro de 2,50 m e altura de 0,84 m. Para a construção do misturador hiperbólico do piloto, definiu-se a equação da curva hiperbólica e a peça moldada em um torno microprocessador para garantia da curvatura desejada.

Nas construções do decantador secundário e do adensador optou-se pelo formato circular em tubo acrílico para obter a melhor relação entre o Tempo de Detenção Hidráulica (TDH), Taxa de Aplicação Superficial e Taxa de Aplicação de Sólidos. Na parte superior, tanto do decantador como do adensador foram colocados dois anéis, sendo um interno ao tubo e com chanfro de 45º visando o direcionamento de eventual sobrenadante para o segundo anel, o qual fica apoiado sobre as bordas superior dos tubos. A alimentação de ambas as unidades foi realizada na parte inferior do tubo a um quarto (1/4) da altura.

No dimensionamento do adensador foi adotado um descarte de lodo da ordem de 6,0% do volume afluente a ETE piloto. Portanto, uma vazão de descarte de lodo de 12L.d^{-1}. A idéia foi adotar no dimensionamento, baixas taxas de aplicações, tanto de sólidos como hidráulica, de forma a obter folga volumétrica quando da aplicação do lodo de ETA. A Figura 1 mostra a o conjunto completo do aparato experimental. A Tabela 1 apresenta as características do decantador e do adensador.

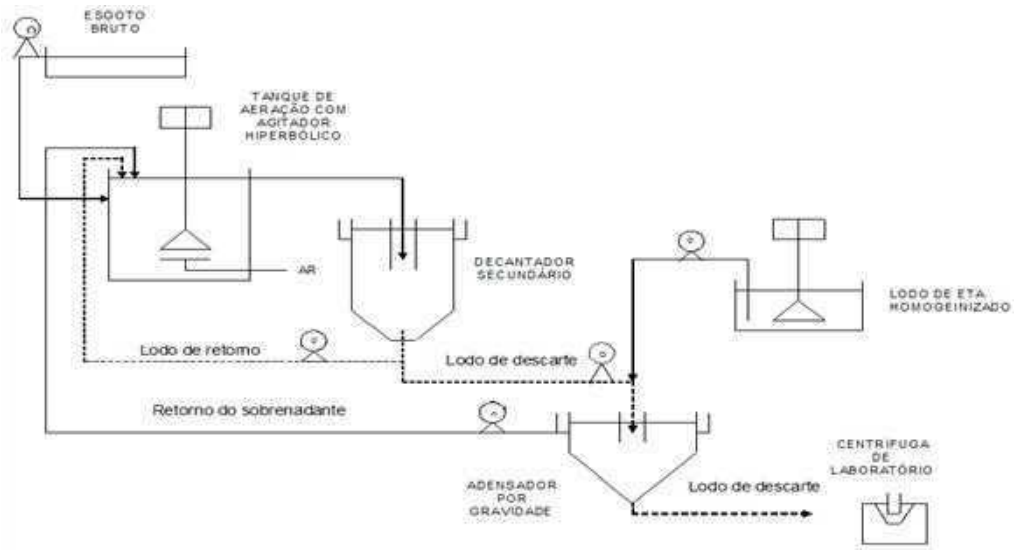


Figura 1 – Conjunto Esquemático da ETE Piloto utilizada.

Tabela 1 – Característica do decantador e adensador da ETE piloto

Característica	Decantador secundário	Adensador por gravidade
Material	Acrílico	Acrílico
Diâmetro externo (m)	0,152	0,10
Diâmetro interno (m)	0,146	0,094
Altura útil (m)	1,26	0,91
Área (m^2)	0,01674	0,006940
Volume (m^3)	0,0211	0,006315

Início operacional

A partida da ETE piloto inicialmente foi realizada somente com água, com o objetivo de fazer ensaios hidrodinâmico nos três componentes, tanque de aeração, decantador e adensador. Nesta etapa também foram calibradas as vazões das bombas dosadoras para atender os parâmetros de dimensionamento.

O esgoto bruto afluente da ETE piloto era coletado em uma das câmaras do desarenador da ETE Limoeiro por meio de uma bomba do tipo submersível, a qual recalcava o mesmo até o laboratório da ETE onde era utilizada somente a quantidade da vazão pré-estabelecida para a ETE piloto e o excedente, descartado.

A partida efetiva com esgoto bruto teve início em 17/06/2008, utilizando como inoculo o esgoto bruto coletado na caixa divisora de vazão, utilizada para misturar do lodo de retorno com o esgoto bruto da ETE Limoeiro. Este procedimento aparentemente acelerou o início da entrada em regime metabólico dos microrganismos no tanque de aeração, devido a a rápida formação de flocos no tanque de aeração e, depois de alguns dias, pode-se observar o início da formação de manta de lodo no decantador.

O desenvolvimento da pesquisa foi dividido em três etapas:

a) 1ª etapa, realização de ensaio com *Jar Test* para se determinar as dosagens de lodo de ETA a serem aplicadas;

b) 2ª etapa, acompanhamento do desempenho da unidade piloto, conforme parâmetros operacionais da ETE Limoeiro;

c) 3ª etapa, acompanhamento do desempenho da ETE piloto com o emprego do lodo da ETA no adensador de lodo por gravidade, utilizando as dosagens encontradas na 1ª etapa.

Na 1ª etapa, os ensaios foram realizados utilizando o *Jar Test* em razão das dificuldades operacionais em determinar as melhores dosagens na ETE piloto. Para tanto,

foi realizada uma simulação operacional, na qual procurou relacionar as implicações da dosagem de lodo de ETA aplicada, na concentração média de sólidos no lodo da ETE, na taxa de aplicação de sólidos, na taxa de aplicação hidráulica, no retorno do Teor de Sólidos (TS), na concentração do teor de sólidos presentes no sobrenadante do adensador que retorna ao tanque de aeração e no tempo em dias para ser absorvido o volume de um decantador da ETA.

Antes da realização do *Jar Test*, foi realizado um teste para se determinar a melhor dosagem de polímero a ser empregada na desidratação do lodo. Assim, por meio de uma alíquota do lodo extraída do adensador da ETE piloto, que se encontrava em operação por vários dias e com produção efetiva de lodo, foi realizado o ensaio de dosagem de aplicação de polímero.

No teste para a determinação da melhor dosagem de aplicação de polímero, o polímero utilizado foi um polímero catiônico, o qual é o utilizado na ETE Limoeiro por ter apresentado melhores resultados. Este polímero, segundo Mendes (2001), é fornecido na forma granular, de carga catiônica, apresenta alta densidade de carga e de peso molecular médio, o qual foi corroborado por Brinck (2003), pois obteve o melhor desempenho com este polímero catiônico.

Utilizou-se o *Jar Test*, com seis jarros e volume de 02L cada. Para evitar diferenças discrepantes no volume de lodo de ETA a ser testado, foram utilizadas duas soluções com concentrações diferentes, tais como: uma solução com Sólidos Totais (ST), com 7755mg.L^{-1} utilizada nos frascos 01 e 02 e a solução com (ST) de 36060mg.L^{-1} utilizada nos frascos 03, 04 e 05. O frasco de nº 06 foi testado apenas com o lodo da ETE piloto. A Tabela 2 mostra as dosagens utilizadas no ensaio.

Tabela 2 – Ensaio de Jar Test com lodo de ETA

Frasco	Dosagem mg.L^{-1}	Volume do Lodo de ETA mL
01	100	26,0
02	500	129,0
03	3.000	166,0
04	5.000	277,0
05	10.000	555,0
06	Lodo ETE	-

O procedimento do ensaio utilizado foi: primeiro, adicionar o lodo de ETA e completar o volume até a marca de 2L com o lodo da ETE piloto, em seguida, foi acionado o aparelho de ensaio de *Jar Test* durante um período de um minuto na rotação de 100rpm (mistura rápida). Após esse período, o aparelho foi desligado e os jarros ficaram em repouso por quatro horas. Período este, adotado como referência um terço (1/3) do Tempo de Detenção Hidráulica no adensador da ETE piloto. Decorridas às quatro horas de repouso foram coletadas amostras para determinação da turbidez do sobrenadante, dos jarros 03, 04 e 05, sendo que os demais jarros não apresentaram decantação. Concluída essa fase, foi dosado o polímero em todos os jarros e procedida à desidratação em centrífuga de

laboratório, finalizando o ensaio com a determinação da porcentagem de sólidos em cada amostra.

Em razão dos resultados das turbidez não atenderem as expectativas, foi realizado um novo ensaio, no qual se procurou identificar a turbidez no sobrenadante na faixa de dosagem de lodo de ETA compreendida entre 1000mg.L^{-1} a 3000mgL^{-1}. O procedimento adotado neste ensaio foi o mesmo utilizado nos ensaios anteriores.

Na 2ª etapa, o acompanhamento foi realizado com a definição da rotina a ser seguida, por meio da definição dos parâmetros, pontos de amostragens e freqüência das análises. Desta forma, obteve-se registros de análises nos 109d ininterruptos, perfazendo 16 semanas de ensaio. A Tabela 3 mostra os parâmetros selecionados, pontos de amostragens e freqüência das análises realizadas no trabalho. Os pontos de amostragem foram: 1 – Esgoto Bruto; 2 – Tanque de aeração; 3 – Saída do decantador (efluente final); 4 – Recirculação do lodo; 5 – Sobrenadante do adensador.

Tabela 3 – Parâmetros, pontos de amostragens e freqüência das análises. Determinados após a adição de lodo de ETA

Parâmetros	Unidade	Pontos de amostragem		Freqüência das análises
Alcalinidade total	mg.L-1	1 e 3	5*	semanal
DBO	mg.L-1	1 e 3	5*	semanal
DBO – amostra filtrada	mg.L-1	3		semanal
DQO	mg.L-1	1 e 3	5*	semanal
DQO – amostra filtrada	mg.L-1	3		semanal
Fósforo – amostra filtrada	mg.L-1	1 e 3	5*	semanal
Fósforo total	mg.L-1	1 e 3	5*	semanal
IVL	mL.g-1	2		semanal
Nitrogênio total	mg.L-1	1 e 3	5*	semanal
OD	mg.L-1	1 e 3		diário
pH	pH	1 e 3		diário
Temperatura	ºC	1 e 3		diário
Sólidos totais	mg.L-1	1, 2, 3 e 4	5*	semanal
Sólidos fixos	mg.L-1	1, 2, 3 e 4	5*	semanal
Sólidos voláteis	mg.L-1	1, 2, 3 e 4	5*	semanal
Sólidos suspensos totais	mg.L-1	1, 2, 3 e 4	5*	semanal
Sólidos suspensos fixos	mg.L-1	1, 2, 3 e 4	5*	semanal
Sólidos suspensos voláteis	mg.L-1	1, 2, 3 e 4	5*	semanal

Sólidos sedimentáveis	mg.L-1	1 e 3	5*	semanal
TL	ml.L-1	2		semanal
Turbidez	NTU		5*	diário

*Determinado após a adição de lodo de ETA

Na 3ª etapa realizou-se a aplicação do lodo de ETA, sendo iniciada em 31/08/2008, com uma dosagem de 2000mg.L^{-1}, e em 20/09/2008 a dosagem foi aumentada para 4000mg.L^{-1}. Estas dosagens foram utilizadas com base nos resultados obtidos em ensaios de *Jar Test*.

O lodo de ETA utilizado, motivado pela programação das lavagens dos decantadores da ETA, a idade variou na faixa de 1 a 15 dias. A aplicação do lodo de ETA foi realizada conforme procedimento descrito como segue:

- Inicialmente foi preparada uma solução de lodo de ETA com uma concentração de 7,5g.L^{-1}, a qual foi estocada em um tanque de 30L, com o nível da mesma em torno da metade de seu volume para facilitar a sua homogeneização.

- A homogeneização contínua da solução de lodo de ETA dentro do tanque de estocagem foi garantida com a utilização de quatro pequenas bombas submersível utilizada em aquário ornamental.

- A dosagem do lodo no adensador foi realizada com a utilização de uma bomba dosadora eletromagnética de vazão nominal igual a 0,5L.h^{-1}. Na primeira fase, foram dosados 138mL.h^{-1} e na segunda fase, 300mL.h^{-1}, tais vazões foram baseadas nas vazões médias da instalação piloto, as quais eram calibradas diariamente.

As coletas das amostras foram realizadas diariamente, sendo que o lodo foi coletado em uma saída localizada no fundo do adensador e as amostras do clarificado na sua parte superior.

Para a realização dos ensaios com o lodo e para as análises das amostras do liquido sobrenadante, foram adotados os seguintes procedimentos para a realização das análises:

- O lodo formado apenas por meio do processo biológico da ETE piloto, foi utilizado para a determinação da dosagem ideal de polímero e os ensaios de *Jar Test*. Iniciou-se a coleta de amostras, após a ETE piloto estar funcionando a mais de 15d, a coleta teve duração de três dias e coletados 04L.d^{-1}. Este lodo foi preservado em ambiente refrigerado até o quarto dia, momento em que se iniciou o teste e os ensaios.

- Depois de decorridos três dias do início da aplicação do lodo de ETA no adensador, iniciou-se a coleta diária do lodo produzido, o qual foi amostrado também durante três dias consecutivos e foram coletados 04L.d^{-1}.

- As coletas e amostragens do lodo produzido com aumento da aplicação de lodo de ETA foram realizadas seguindo-se os mesmos procedimentos do item anterior.

- A coleta para a determinação da turbidez foi realizada diariamente e a mesma era realizada em horário aleatório, em período compreendido entre 08:00h e 16:30h. As análises de periodicidade semanal eram coletadas nas quartas-feiras, para que a leitura do parâmetro da DBO_5 fosse realizada na segunda-feira. Todas as amostragens foram pontuais e nenhuma composta.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na Tabela 4 são apresentados os resultados obtidos para a melhor dosagem de polímero em relação a concentração de sólidos secos. A maioria dos fornecedores de polímeros orienta para que as dosagens aplicadas fiquem compreendidas na faixa de 2,0 a 6,0g.kg-1 (massa seca). Na determinação da melhor dosagem de polímero, procurou-se trabalhar dentro da faixa recomendada pelos fornecedores. As dosagens utilizadas ficaram situadas entre 1,70g.kg-1 até 6,80g.kg^{-1} em massa seca.

O resultado do ensaio demonstrou que a melhor dosagem foi de 37,5mg.L-1 de polímero, a qual apresentou uma relação de 2,55g.kg-1(massa seca). Esta dosagem, em relação à recomendação de fornecedores de polímeros, pode ser classificada como muito boa.

Tabela 4 – Determinação da melhor dosagem de polímero

Amostra	1	2	3	4	5
Dosagem de polímero (mg.L-1)	25,0	37,5	50,0	75,0	100,0
Teor de sólidos (%)	6,27	7,11	6,96	6,80	6,65
Consumo de polímero (g.kg-1m.s)	1,70	2,55	3,40	5,10	6,80

% De Sólidos no Lodo Adensado 1,47 %
Concentração da Solução de Polímero Catiônico 0,05% (em massa)
Desaguamento em Centrífuga

Ao analisar os resultados de simulação que precedeu os ensaios para se determinar a melhor dosagem de polímero e, posteriormente, o ensaio de Jar Test foi realizada simulando a aplicação das dosagens de 100, 500, 5000, 10000 e 11000mg.L^{-1}. A análise foi realizada simulando em uma tabela a aplicação dessas dosagens no adensador da ETE piloto e em um adensador da ETE Limoeiro.

O resultado dessa análise teórica somada aos resultados do trabalho de Mansochi et al (2006), os quais concluíram que a dosagem de lodo de ETA de 50mg.L^{-1}, quando aplicada no tanque de aeração, causa instabilidade na remoção de nitrogênio amoniacal. Mostraram ainda, que a concentração de sólidos presentes no sobrenadante de retorno do tanque de aeração pode impor uma limitação na ETE Limoeiro a dosagens de lodo de ETA até em torno de 10000mg.L^{-1} e na ETE piloto até em torno de 5000mg.L^{-1}.

No entanto, contrariando a condição teórica apresentada na Tabela 5, o teste prático feito por meio de ensaios de *Jar Test*, conforme resultados apresentados na Tabela

6, mostram que quanto maior for à dosagem de lodo de ETA menor será a turbidez do sobrenadante. Neste ensaio foram utilizadas todas as dosagens do ensaio teórico, exceto pela dosagem de 11000mg.L^{-1} que foi substituída pela dosagem de 3000mg.L^{-1}.

Em consonância como o objetivo de observar o retorno de sólidos no sobrenadante do adensador, foi realizado ensaio utilizando as dosagens de 1000, 2000 e 3000mg.L^{-1}.

Outro detalhe observado na análise simulada foi que para uma boa absorção do lodo de ETA na ETE, do ponto de vista técnico e econômico, há uma limitação de tempo de armazenamento não superior a 40 dias, pois um tempo maior requereria um reservatório de armazenamento de grandes volumes e maior gasto em energia para manter o lodo de ETA em suspensão, condição necessária para a aplicação equalizada.

Tabela 5 – Simulação teórica da aplicação de dosagens de lodo de ETA

Dosagem de Lodo de ETA ($mg.L^{-1}$)	Solução de Lodo de ETA c/ 3,1% volume aplicado ($L.d^{-1}$)	Taxa de Aplicação de Sólidos Kg SS.($m^2.d)^{-1}$	Taxa de Aplicação Hidráulica $m^3.(m^2\ d)^{-1}$	Retorno do TS (mg) no sobrenadante adotado 85% de captura somente do lodo de ETA	Concentração (TS) no sobrenadante que retorna ao tanque de aeração ($mg.L^{-1}$)	Tempo em dias para absorver o lodo de um decantador da ETA
100 ETE P	0,039	17,48	1,74	180	0,9	-
100 ETE L	2.778	65,61	6,5	$1,3 \times 10^7$	0,5	777
500 ETE P	0,193	18,15	1,8	900	4,5	-
500 ETE L	13.891	68,21	6,79	$6,48 \times 10^7$	2,5	155
5000 ETE P	1,930	26	2,51	9.000	45	-
5000 ETE L	138.906	97,44	9,45	$6,48 \times 10^8$	25	15,5
10000 ETE Pi	3,858	34,6	3,3	18.000	90	-
10000 ETE L	277.813	130	12,4	$1,3 \times 10^9$	50	7,7
11000 ETE P	4,244	36,3	3,45	19.800	99	–
11000 ETE L	305.594	136	13	$1,43 \times 10^9$	55	7,0

ETE P = ETE piloto
ETE L = ETE Limoeiro

A Tabela 7 mostra os resultados obtidos no ensaio de Jar Test no qual foram adicionados 1000, 2000 e 3000mg.L^{-1} de lodo de ETA no lodo da ETE piloto. Os resultados demonstram que das três dosagens utilizadas, a dosagem de 2000mg.L^{-1}, além de promover

a sedimentação, condição necessária para se obter clarificado, foi a que apresentou maior turbidez. Esses resultados foram os norteadores do critério para escolha da dosagem a ser aplicada na ETE (piloto). A outra dosagem foi adotada como sendo duas vezes 2000mg.L^{-1}, portanto, 4000mg.L^{-1}.

Na 2ª etapa foram monitorados diariamente os parâmetros pH e temperaturas do afluente e do efluente e OD do tanque de aeração e do efluente final. Os demais parâmetros foram monitorados semanalmente, sendo diferenciadas as três situações operacionais adotadas, ou seja, sem a aplicação de lodo de ETA, com a aplicação de 2000mg.L^{-1} e, por fim, a aplicação de 4000mg.L^{-1} de lodo de ETA no adensador de lodo da ETE piloto.

Tabela 6 – Resultados dos ensaios de desaguamento e turbidez

Dosagens lodo de ETA (mg.L-1)	100	500	3000	5000	10000	Lodo ETE
Teor de sólidos final (%) *	8,65	9,09	9,56	10,63	12,04	7,25
Consumo polímero g.kg^{-1} (m.s)	2,55	2,55	2,55	2,55	2,55	2,55
Turbidez sobrenadante (NTU)	Não sedimentou	Não sedimentou	35,0	20,0	18,0	Não sedimentou

% de Sólidos inicial no Lodo Adensado 1,47 %
Concentração da Solução de Polímero Catiônico 0,05% (em massa)
(*) Teor de sólidos após desaguamento em Centrífuga

Tabela 7 – Resultados dos ensaios de desaguamento e turbidez

Dosagens lodo de ETA (mg.L^{-1})	1000	2000	3000
Teor de sólidos final (%) *	9,60	10,0	10,5
Consumo polímero g.kg^{-1} (m.s)	2,55	2,55	2,55
Turbidez sobrenadante (NTU)	Não sedimentou	55,0	36,0

% de Sólidos inicial no Lodo Adensado 1,47 %
Concentração da Solução de Polímero Catiônico 0,05% (em massa)
(*) Teor de sólidos após desaguamento em Centrífuga

O comportamento operacional da ETE piloto, com relação aos parâmetros, pH, temperatura e alcalinidade, não apresentou alteração significativa e, portanto, caracterizando operação normal. Quanto ao parâmetro OD, na fase da aplicação de 4000mg.L^{-1} apresentou variações significativas, o que pode ser explicado pela diminuição do SST no tanque de aeração como mostra o resultado apresentado na Figura 2.

Os parâmetros fósforo total e nitrogênio total apresentaram resultados muito inconclusivos. Os resultados dos parâmetros DBO e DQO sofreram algumas variações. No entanto, durante todo o período de operação da ETE piloto a eficiência do tratamento não foi comprometida. A Figura 3 mostra o resultado da DBO.

O parâmetro IVL, na fase sem aplicação de lodo de ETA, mostrou situar-se numa faixa considerada ruim. Na etapa da aplicação da dosagem de 2000mg.L^{-1} de lodo de ETA, o IVL pode ser classificado como de média sedimentabilidade e na fase final, quando aplicado 4000mg.L^{-1} de lodo de ETA, o IVL atingiu a faixa considerada boa. A Figura 4 apresenta o resultado do monitoramento realizado.

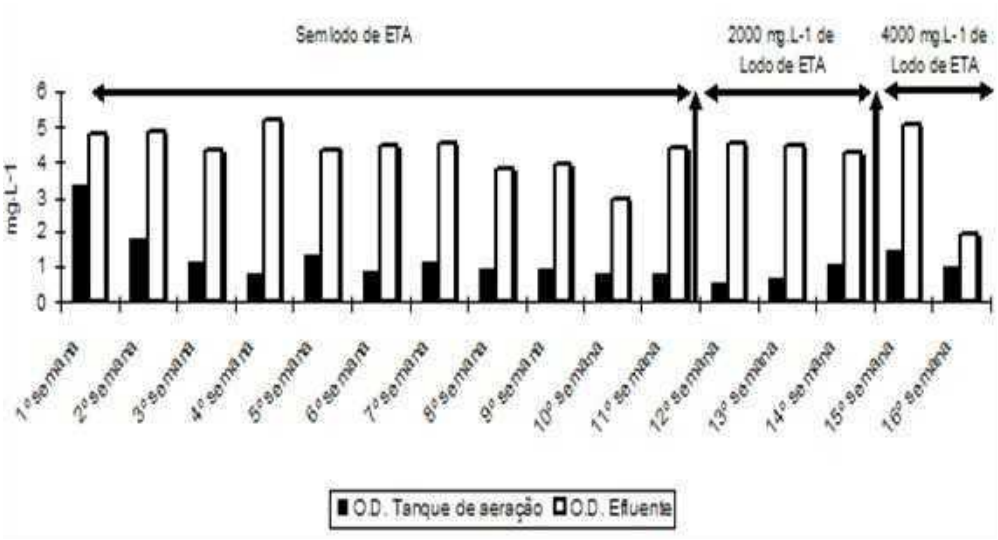


Figura 2 – Resulta do monitoramento do OD

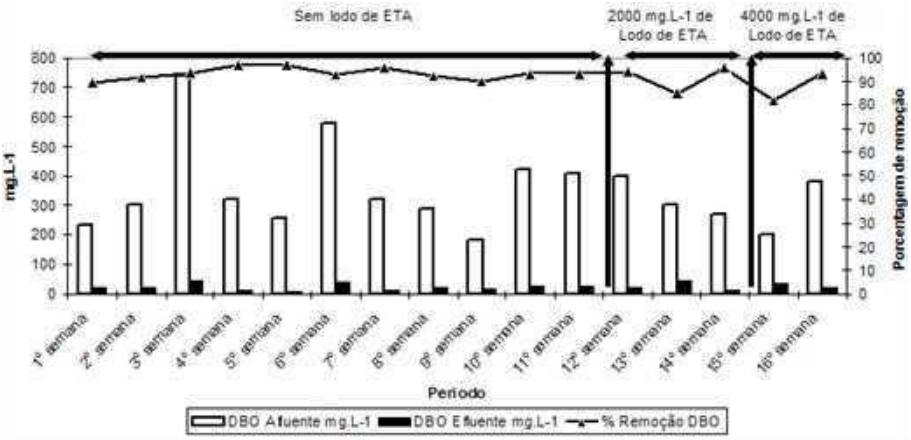


Figura 3 – Resultado do monitoramento da DBO.

Na 3ª etapa, além do estudo de adensamento e desaguamento utilizando três tipos de lodos, ou seja, lodo extraído do adensador com origem apenas do processo biológico, lodo extraído do adensador com a dosagem de 2000mg.L^{-1} de lodo de ETA e lodo extraído do adensador com a dosagem de 4000mg.L^{-1} de lodo de ETA. Concomitantemente a isto, também, foi realizado um estudo sobre o Tempo de Sucção Capilar (CST), resultado dado em segundos, com todas as três composições de lodos. As medições do CST foram realizadas nos lodos adensados, chamados de CST inicial e, após a adição do polímero e antes do desaguamento, CST final, conforme registros apresentados na Tabela 8.

Em Todas as amostras foram dosados 37,5mg.L^{-1} de Polímero, solução a 0,05% (em massa)

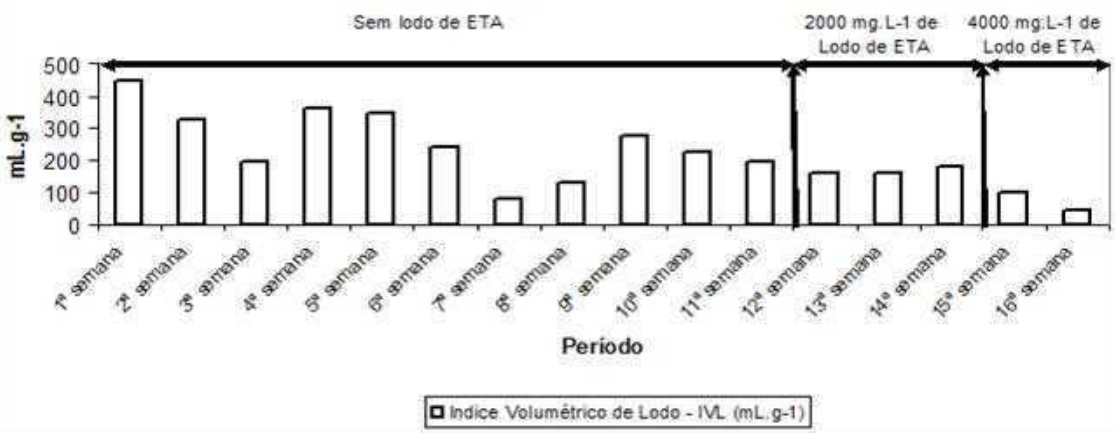


Figura 4 – Monitoramento do IVL

Tabela 8 – Resultados dos ensaios de adensamento e desaguamento dos lodos

Parâmetros	Lodo		
	Lodo de ETE	Lodo de ETE com 2000mg.L^{-1} de lodo de ETA	Lodo de ETE com 4000mg.L^{-1} de lodo de ETA
Teor de Sólidos inicial (%)	1,47	2,08	1,69
Teor de Sólidos final (%)	7,25	11,13	10,63
Consumo de polímero g.kg^{-1} (m.s)	2,55	1,80	2,20
CST inicial (segundos)	24	28	26
CST final (segundos)	6	5	5

Desaguamento em Centrífuga

CONCLUSÕES

Não houve alterações significativas nos resultados dos parâmetros de pH e Temperatura nas 03 modalidades de aplicação do lodo no adensador.

Com dosagem de 4000mg.L^{-1} de lodo de ETA foram constatadas perturbações na concentração de OD tanto no tanque de aeração como do efluente final.

A aplicação de lodo de ETA tem provocado perturbações nos parâmetros alcalinidade, DBO e DQO, mas sem comprometer a eficiência de tratamento.

A aplicação de lodo de ETA perturbou a eficiência de remoção de Fósforo Total e Nitrogênio Total ocasionando variações significativas nos valores obtidos. No entanto, na fase da aplicação de 2000mg.L^{-1} de lodo de ETA houve maior eficiência na remoção.

A aplicação de lodo de ETA no adensador de lodo da ETE Piloto tem contribuído na melhora do IVL à medida que foi aumentada a dosagem do mesmo.

Constatou que a aplicação de 2000mg.L^{-1} de lodo de ETA não perturbou significativamente o processo de tratamento da ETE Piloto e também não comprometeu a eficiência do tratamento da mesma.

Com dosagem de 2000mg.L^{-1} de lodo de ETA foi possível obter maior percentual de sólido se comparado com o lodo da ETE Piloto, chegando ser 41,5% maior no início da aplicação e a 53,5% no final.

REFERÊNCIA

BRINCK, N. C. P. **Desaguamento mecânico de lodos de estação de tratamento de esgoto em conjunto com lodos de estação de tratamento de água**. 2003.171f. Dissertação (Mestrado)- Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

DACACH, N.G. **Sistemas urbanos de água**. 2.ed. Rio de Janeiro: Livros técnicos e científicos, 1979. 490p.

MANZOCHI, L.B. et al. Simulação em escala piloto da ETE Barueri recebendo lodos das ETAS da Região Metropolitana de São Paulo. In: ENCONTRO TÉCNICO AESABESP, 17, 2006, São Paulo**. Anais...** São Paulo: Ed. Aesabesp, 2006. 39.p.

MENDES, R.L. **Adensamento e desaguamento mecânicos de lodos gerados em estações de tratamento de água**. 2001.124f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

RICHTER, C. A. **Tratamento de lodos de estações de tratamento de água**. São Paulo: Edgard Blücher, 2001. 102p.

AVALIAÇÃO DA **GESTÃO DOS RESÍDUOS DA CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO**

MARIA P. M. FERNANDES (1); LUIZ C. P. SILVA FILHO (2)

RESUMO

O presente artigo investiga a gestão dos Resíduos da Construção e Demolição (RCD's) no município de João Pessoa, cidade com 750.000 habitantes e intensa exploração imobiliária, para implementar o Plano Integrado de Gestão de Resíduos da Construção Civil e Demolição – PIGRCCD prescrito no Artigo 5º da Resolução 307/2002 do Conselho Nacional do Meio Ambiente – CONAMA, determinando uma parceria entre construtoras, transportadoras e o poder público. A pesquisa foi realizada de agosto de 2009 a maio de 2010 através da aplicação, análise e interpretação dos dados coletados em entrevistas, questionários, roteiro de observação sistemática e pesquisa documental em construtoras, transportadoras e nos arquivos da EMLUR - Autarquia Especial Municipal de Limpeza Urbana vinculada a Prefeitura de João Pessoa. Como resultado observa-se que o PIGRCCD da prefeitura de João Pessoa está coerente com a legislação e satisfatório na prescrição de suas Quatro Ações. Entretanto, não funciona, pois carece da implantação dos Ecopontos e da integração e cooperação de todos os envolvidos (geradores, transportadores, sociedade, pesquisadores e órgãos públicos). Nesse sentido são apresentadas sugestões para melhorias no PIGRCCD e em sua implementação contribuindo na formatação de estratégias de integração para a eficácia da gestão de RCD's também em outras cidades.

Palavras chave: gestão integrada; resíduos da construção e demolição; sustentabilidade ambiental.

1**. INTRODUÇÃO**

Entre os vários desafios de sustentabilidade pelos quais a cidade de João Pessoa passa nesse momento, abordamos, neste artigo, a questão dos RCD's os quais representam grave problema ambiental, sanitário, social e econômico.

Os Resíduos da Construção e Demolição (RCD's) comumente são materiais volumosos e de elevado peso específico com grande potencial de reaproveitamento e reciclagem (PINTO, 2005) que necessitam de segregação desde a geração a fim de evitar a contaminação dos materiais passíveis de reutilização e reciclagem (Classe A) com outros materiais contaminantes como o gesso (Classe C) ou perigosos como solventes, tintas, amianto e outros (Classe D) o que determina o desperdício dos mesmos.

Todo esse material misturado e desperdiçado passa a ocupar espaço valioso nos aterros públicos além de ser, muitas vezes, disposto em locais clandestinos ocasionando: transtornos nos transportes, enchentes provocadas pelo assoreamento dos rios e entupimento de galerias, degradação da paisagem urbana, favorecimento para a proliferação de vetores e doenças, entre outros. Levando as prefeituras a lidar com essa grave situação em seus aspectos sociais, ambientais e sanitários.

(1)) Engenheira Mecânica. Mestre em Engenharia de Produção, Professora/Pesquisadora do Instituto federal de Educação, Ciência e Tecnologia (IFPB). Av. Primeiro de Maio, s/n, Jaguaribe – João Pessoa – Paraíba – Brasil – 58045-010 Fone 55 83 32083000 e-mail pazmedeirosjp@hotmail.com
(2) Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia Civil, Professor/Pesquisador da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS); Av. Oswaldo Aranha, 99 – POA – RS – Brasil – 90035-190. Fone 55 51 3308-3486 e-mail: lcarlos66@gmail.coml.br

Todo esse desperdício onera o meio ambiente e possui também um custo econômico que recai sobre: os próprios geradores devido ao desperdício de material, horas de trabalho e custos com transporte; os consumidores que pagam preços onerados por esses serviços e produtos e o poder público.

Portanto, devem ser considerados também os prejuízos econômicos decorrentes desse desperdício e nem sempre quantificáveis, posto que se torna de fundamental importância no equacionamento de projetos de gestão eficazes, devido ao seu alto grau de convencimento nas negociações e na adoção de novos paradigmas de planejamento junto aos geradores e gestores de RCD's.

No Brasil, visando resolver essa problemática e minimizar os prejuízos ambientais, surgiu a Resolução 307/2002 do Conselho Nacional do Meio Ambiente - CONAMA que fundamenta a legislação sobre RCD's e estabelece a necessidade de projetos integrados municipais fundamentados prioritariamente na não geração de resíduos e hierarquicamente na redução, reutilização e reciclagem dos mesmos e para aqueles RCD's ainda não passíveis das soluções anteriores (classe C e D) deve ser garantida a correta destinação através de transportadoras e áreas de destino final licenciadas.

Desta forma, mediante toda essa problemática cabe o questionamento*:* De que maneira vem sendo implementada à gestão de RCD's na cidade de João Pessoa?

2 O PLANO INTEGRADO MUNICIPAL PARA GESTÃO DE RCD's

Segundo o Art. 5º da Resolução 307/2002 do CONAMA, cabe aos Municípios a elaboração do Plano Integrado de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil (PIGRCC), o qual deve incorporar: o Programa Municipal de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil; e os Projetos de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil (PGRCC). Esse Programa Integrado deve alicerçar uma parceria entre construtoras, transportadoras e o poder público no sentido de equacionar e gerenciar eficazmente os RCD's.

Portanto, o efetivo gerenciamento de resíduos da construção e demolição necessita de um conjunto de ações no serviço público visando à captação máxima dos resíduos gerados com possível reciclagem dos mesmos e alteração dos procedimentos e culturas em relação à geração e reutilização dos resíduos (PINTO, 1999).

Em João Pessoa, a EMLUR - Autarquia Especial Municipal de Limpeza Urbana vinculada a Prefeitura Municipal de João Pessoa visando atender essa determinação elaborou o Plano Integrado de Gerenciamento dos Resíduos da Construção Civil e Demolição - PIGRCCD com redação final em agosto de 2007.

Esse Plano possui duas importantes Linhas de Ação: Linha de ação 1 – O estabelecimento de Ecopontos distribuídos pela cidade para atender aos geradores e transportadores de pequenos volumes (inferiores a 2,5 m³) transportados por veículos tais como camionetas, carrinhos de mão ou carroças a tração animal, onde os RCD's serão triados e acondicionados temporariamente; Linha de ação 2 - Usina de Triagem e Beneficiamento de Resíduos da Construção Civil e Demolição - USIBEN, operada pela própria EMLUR e destinada ao atendimento dos Ecopontos e dos grandes geradores de RCD's.

O PIGRCCD da cidade de João Pessoa possui ainda em conformidade com a Resolução 307/2002 do CONAMA, metas relativas à educação ambiental e conscientização dos atores envolvidos na gestão de Resíduos da Construção e Demolição incluindo a sociedade (Linha de ação 3), e em relação à fiscalização do cumprimento por parte de construtoras e transportadoras do Plano Integrado (Linha de ação 4). Sendo sempre ressaltada no Plano a importância do envolvimento e colaboração de todos para eficácia da gestão de RCD's.

2.1 Áreas de Transbordo e Triagem

Cerca de 70% do PIGRCCD aborda o planejamento minucioso das Áreas de Transbordo e Triagem (Ecopontos) para a cidade de João Pessoa, com proposta de layout, localização e infra-estrutura proposta para esses pontos destinados aos RCD's dos pequenos geradores. Sendo prevista a interação e conscientização das populações circunvizinhas com educação ambiental

O Ecoponto possuíra área aproximada de 750 m2, cercado com cerca viva, guarita, área de descarga, de coleta e estacionamento com caixas estacionárias de acordo com o volume dos RCD's. (FONSECA, 2007, p.53).

No PIGRCCD estão previstos oito ecopontos distribuídos em áreas estratégicas a fim de atrair a maior parcela possível do RCD gerado em sua abrangência e conforme as normas técnicas vigentes (NBR 15.112/2004)**.**

2.2 Área de Beneficiamento dos Resíduos da Construção e Demolição

Segundo a Resolução 307/2002 do CONAMA, deverão ser enviados para a Área de Beneficiamento os RCD's da Classe A, ou seja, resíduos provenientes de: pavimentação inclusive solos; componentes cerâmicos (tijolos, blocos, telhas, placas de revestimento, outros), argamassa e concreto; peças pré-moldadas em concreto (blocos, tubos, meios-fios, entre outros).

Como parte integrante da ação II do PIGRCCD, a cidade de João Pessoa dispõe da USIBEN, sendo a primeira usina pública do Nordeste para Resíduos da Construção e Demolição, inaugurada em dezembro de 2007, passando a funcionar em caráter de experiência até junho de 2008 quando então passou a funcionar efetivamente.

A USIBEN trabalha com a trituração de RCD's da Classe A, produzindo agregados utilizados pelas Secretarias Municipais em obras públicas como: sub-base de pavimentação asfáltica; confecção de blocos para pavimentação; tijolos para construções e nivelamento de terrenos; entre outros.

Nesse sentido, vale salientar que a aprovação por lei municipal do PIGRCC dos municípios juntamente com a regulamentação, por decreto municipal, do uso preferencial de agregados reciclados em obras públicas e a adequação dos projetos às normas técnicas brasileiras, são condições básicas para obtenção de financiamentos junto a Caixa Econômica Federal. (PINTO e GONZALES, 2005).

A utilização do agregado reciclado diminui os custos para os Serviços de Limpeza Urbana, e para as obras construídas pelo município, garantindo ainda o aumento da vida útil do Aterro Sanitário e, consequentemente, o alívio do ritmo de seu esgotamento. (FONSECA, 2007).

Segundo a EMLUR, a USIBEN segue a norma técnica NBR 15.114/2004 **e a**ntes da instalação foi realizado o Plano de Controle Ambiental (PCA) e o Plano de Recuperação de Áreas Degradadas, contidas na Licença Prévia nº. 015/05 da Secretaria Executiva de Meio Ambiente – SEMAN.

A usina possui os seguintes equipamentos básicos para a reciclagem dos resíduos da classe A: Conjunto de reciclagem constituído por alimentador vibratório, britador, transportadores de correia, separador magnético, peneira vibratória, quadro de comando entre outros. Os equipamentos possuem revestimento com manta anti-acústica e a área está equipada com pequenos aspersores de água para evitar poeira no processo de transporte e reciclagem. No local trabalham cerca de 15 operadores, dois mecânicos, dois fiscais e seis guardas.

Para calcular a quantidade média de RCD's produzida em João Pessoa, a EMLUR adota o valor médio de 0,50 ton./hab./ano, o mesmo índice adotado pelo Departamento de Limpeza Urbana da cidade de São Paulo – LIMPURB para a geração de RCD's na zona urbana (SCHNEIDER, 2003) e similar ao índice apresentado por PINTO (1999) de 0,52 ton./hab./ano de RCD's gerados no Brasil.

Como a USIBEN pode beneficiar cerca de 20 toneladas de RCD's por hora, considerando oito horas trabalhadas, isso lhe garante potencial para reciclar todos os RCD's classe A produzidos na cidade de João Pessoa e ainda os provenientes de cidades circunvizinhas. A área real do terreno é 17.741 m2 e a Usina propriamente dita tem 11 600 m2 de área construída com uma área livre de 6.142 m2.

Atualmente, após um período inicial de falta de material para processamento, as empresas transportadoras começam a levar RCD's para a USIBEN, entretanto, de maneira inadequada, sendo comum o descarte de materiais das classes B (recicláveis urbanos), C, D e até de resíduo domiciliar dentro da Usina. Isso vem ocasionando, inclusive, a falta de espaço para fazer a triagem e o acondicionamento do material já processado e dos resíduos a serem processados.

Foi observado que isso ocorre devido à falta de um controle de transporte de resíduos mais eficiente, sendo necessárias providências urgentes para coibir o depósito irregular desses resíduos em áreas clandestinas e o incentivo ao envio dos Resíduos da classe A para Usina.

Durante a pesquisa de campo, foi verificado que a USIBEN dispõe de adequados equipamentos e instalações, entretanto, foi constatada uma precária manutenção preventiva e corretiva, o que já ocasionou a parada dos equipamentos por até um mês resultando em acúmulo de material dentro da já limitada área livre.

Também foi verificado um péssimo acesso à Usina sendo necessária a pavimentação urgente das ruas circundantes e resolução do esgotamento sanitário no entorno.

3 PROJETOS DE GERENCIAMENTO DE RESÍDUOS DA CONSTRUÇÃO CIVIL

A Resolução n° 307/2002 do CONAMA, estabelece no Art. 8º que os Projetos de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil (PGRCC) sejam elaborados e implementados pelos grandes geradores (conforme a instituição de limpeza pública local),

apresentados com solicitações de Alvarás de Obra ou Licenças Ambientais sendo analisado pelo órgão competente do poder público municipal, em conformidade com o Programa Municipal de Gerenciamento de Resíduos da construção civil.

Em João Pessoa a SEMAN verifica a existência e conformidade do PGRCC das construtoras geradoras a partir de 2,5 m3 a fim de expedir as licenças ambientais. Em decorrência disso as construtoras devem elaborar e implementar o PGRCC, e as mais esclarecidas podem fazer dessa obrigação um investimento no sentido de minimizar o desperdício a fim de aumentar o lucro.

Foram pesquisadas cerca de 20% do universo de construtoras verticais oficialmente em atuação na cidade de João Pessoa, tendo sido escolhidas as construtoras com maior volume de obras e construtoras que possuem o PBQP-H (Programa Brasileiro da Qualidade e Produtividade do Habitat) em vigência ou não.

Ao abordarmos as construtoras pesquisadas em relação à existência do PGRCC, 70% afirmaram não possuir o mesmo, enquanto que cerca de 8% disseram estar providenciando o PGRCC e 7% preferiram não responder. Cerca de 60% desconhecem a obrigação legal deste projeto e sequer atentam para a possibilidade de retorno financeiro advinda de um projeto de gestão de resíduos.

Os dados acima demonstram a pouca evolução da gestão dos RCD's nos canteiros de obra em João Pessoa sendo equivalentes a alguns apresentados em pesquisas anteriores (COSTA e NÓBREGA, 2007; VIANA *et al,* 2008).

Um dado relevante apresentado pelas construtoras que já possuem o PGRCC, foi a dificuldade para obtenção da Licença Prévia de Instalação e Operação junto a SEMAN e muitas relataram que só fizeram o PGRCC devido a necessidade do mesmo para obtenção de recursos junto a Caixa Econômica Federal.

Vale salientar que em João Pessoa os Alvarás para a construção e para demolição são expedidos pela Secretaria de Planejamento do Município – SEPLAN, geralmente sem requisitar o PGRCC ou a existência da licença expedida pela SEMAN (que requisita o PGRCC) a qual, segundo as construtoras pesquisadas, possui requisitos confusos e demorados, o que os leva a desistir de obter a licença da SEMAN.
O descompasso entre essas duas Secretarias Municipais em relação à exigência do PGRCC das construtoras acarreta em descumprimento da legislação, falta de integração entre os planos de gestão de RCD's da Prefeitura e das construtoras (quando possuem planos de gestão de resíduos) e prejuízo na gestão desses resíduos.

4 EMPRESAS DE COLETA E TRANSPORTE DE RCD's

No Brasil a coleta e o transporte de RCD's entre as fontes geradoras e as áreas de destinação pode ser feito por pessoas físicas ou jurídicas. Oficialmente o transporte de RCD's dos grandes geradores em João Pessoa é realizado por três empresas, entretanto, existem caminhões comuns sem identificação fazendo esse transporte. "Estes veículos, com capacidade de 5 a 10m3, realizam diariamente transporte dos resíduos de construções com deposição em locais impróprios". (FONSECA, 2007, p.28).

Vale salientar que cerca de 70% das construtoras entrevistadas não se sentem responsáveis pelo que é feito com os RCD's provenientes de suas edificações depois que esses saem da obra e entre as construtoras que procuram ter um controle da destinação final dos RCD's, todas reclamam que as empresas transportadoras, inclusive as cadastradas pela EMLUR, não prestam conta dos recibos de Controle do Transporte de Resíduos (CTR).

Assim, acontece o depósito irregular dos RCD's em João Pessoa sendo um grave problema sanitário, ambiental e econômico que deixa evidente a necessidade de um controle efetivo do transporte de resíduos, inclusive, relativo aos pequenos volumes os quais, na maioria das vezes, são provenientes de construções informais que costumam utilizar pequenos transportadores inclusive carroceiros (condutores de veículos à tração animal).

O que é muito preocupante, posto que: "cerca de 75% dos resíduos gerados pela construção nos municípios provêm de eventos informais (obras... geralmente realizadas pelos próprios usuários dos imóveis)" (PINTO *et al,* 2005, p.8).

5 COMPARAÇÃO DA RESOLUÇÃO 307/2002 DO CONAMA E O PIGRCCD

Segundo a Resolução 307/2002 do CONAMA no Artigo 6º, o Plano Integrado para Gestão de Resíduos da Construção e Demolição a ser elaborado e implementado pelas Prefeituras deverá conter oito itens fundamentais para o seu bom funcionamento e efetiva gestão dos RCD's.

A Tabela 1 mostra a explicitação dessas oito determinações e a comparação com o diagnóstico verificado durante a pesquisa de campo em relação à implementação do PIGRCCD.

Tabela 1 Comparação entre as determinações do CONAMA e o diagnóstico do PIGRCCD em João Pessoa

"I - as diretrizes técnicas e procedimentos para o Programa Municipal de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil e para os PGRCC a serem elaborados pelos grandes geradores, possibilitando o exercício das responsabilidades de todos os geradores";	As diretrizes técnicas e procedimentos para os PGRCC dos grandes geradores não estão explicitados. O que é necessário a fim de facilitar e incentivar a elaboração desses projetos obrigatórios por parte dos grandes geradores de RCD's.
"II - o cadastramento de áreas, públicas ou privadas, aptas para recebimento, triagem e armazenamento temporário de pequenos volumes, em conformidade com o porte da área urbana municipal, possibilitando a destinação posterior dos resíduos oriundos de pequenos geradores às áreas de beneficiamento";	Cerca de 70% do PIGRCCD de João Pessoa trata do estabelecimento dessas áreas denominadas de Ecopontos, entretanto ainda não existe nenhuma efetivamente implantada.
"III - o estabelecimento de	A cidade dispõe da Unidade de Beneficiamento de RCD's –

processos de licenciamento para as áreas de beneficiamento e de disposição final de resíduos”;	USIBEN para a reciclagem dos resíduos da Classe A dos Ecopontos (quando forem implantados) e grandes geradores.
”IV - a proibição da disposição dos resíduos de construção em áreas não licenciadas”;	A proibição é explícita, mas sem controle e fiscalização efetivas continua a disposição em áreas clandestinas.
“V - o incentivo à reinserção dos resíduos reutilizáveis ou reciclados no ciclo produtivo”;	Faltam propostas com isenção de impostos, taxação de matéria prima e garantia de mercado para incentivar o uso de agregados reciclados.
“VI - a definição de critérios para o cadastramento de transportadores”;	Deve ser prioridade, pois pode determinar a destinação dos RCD’s e a quantificação dos resíduos produzidos pelas construções informais.
“VII - as ações de orientação, de fiscalização e de controle dos agentes envolvidos”;	A educação e conscientização dos atores envolvidos bem como a fiscalização e controle da geração, transporte e destinação final carecem de maior especificidade e penalidades.
“VIII - as ações educativas visando reduzir a geração de resíduos e possibilitar a sua segregação”.	Poucas ações educativas vem sendo desenvolvidas, necessitando ser contínuas e abrangentes com divulgação da obrigatoriedade e dos resultados positivos.

6 CONCLUSÃO

O PIGRCCD da cidade de João Pessoa foi concluído em 2007 buscando atender a legislação vigente, aos estudos científicos na área e aos requisitos necessários para obtenção de financiamentos.

O Município possui dois pilares de sustentação para uma efetiva gestão de resíduos já implementados, a saber: - Usina de Triagem e Beneficiamento de Resíduos da construção Civil e Demolição - USIBEN e o aterro sanitário.
O PIGRCCD da cidade de João Pessoa é composto por Quatro Ações. Em relação à Ação 1, a qual diz respeito ao estabelecimento dos Ecopontos, vale salientar a ausência do seu cumprimento, posto que ainda não foi efetivamente iniciada, impossibilitando o agregamento e envio dos RCD’s Classe A de pequenos geradores para a USIBEN, ao mesmo tempo em que dificulta o controle dos depósitos e transportes clandestinos.

Em relação à Ação 2, áreas de beneficiamento, a USIBEN já foi implementada com o agregado produzido apresentando viabilidade técnica na maioria dos requisitos exigidos: ensaios de composição granulométrica, dimensão máxima característica e Índice Suporte Califórnia. (NÓBREGA e MELO 2009). Lembrando que os ensaios e análises do agregado

reciclado devem ser feitos periodicamente, pois o mesmo é heterogêneo e depende do tipo de obra, dos materiais utilizados e da época do ano.

Atualmente a USIBEN passa por problemas de manutenção nos equipamentos, escassez de terreno e o fornecimento de RCD classe A é precário, necessitando urgentemente de um trabalho de conscientização e fiscalização junto às construtoras e as empresas transportadoras oficiais e clandestinas no sentido de eliminar o depósito irregular dos RCD's e buscar segregar e coletar o RCD Classe A desde a sua geração. Foi observado também que a USIBEN necessita de melhorias em seu layout, vias públicas de acesso e aspectos laborais.

Em relação à Ação 3 – Educação Ambiental e Ação Social, algo vem sendo feito pela EMLUR através de palestras em parceria com o SINDUSCON, Conselho Regional de Engenharia e Arquitetura - CREA e Institutos e Universidades que atuam em João Pessoa, visando que os grandes geradores elaborem seus Planos Gestores de RCD's e enviem o material da classe A já segregado para a USIBEN. Entretanto, essas tentativas não tem sido satisfatórias conforme constatado na presente pesquisa e
precisam ser repensadas e após o replanejamento intensificadas em frequência e abrangência.

A Ação 4 – Monitoramento, Fiscalização e Avaliação. No que diz respeito ao monitoramento ele vem sendo feito de maneira precária existindo na cidade inúmeros transportes e depósitos clandestinos de RCD's enquanto que a fiscalização necessita de uma maior especificidade das penalidades para que o Plano Integrado de Gerenciamento dos Resíduos da Construção Civil e Demolição – PIGRCCD seja fiscalizado e as infrações coibidas com eficácia.

Portanto, observa-se que o PIGRCCD da prefeitura de João Pessoa está coerente com a legislação e satisfatório na prescrição de suas Quatro Ações, visando proporcionar benefícios de ordem social, econômica e ambiental.

Entretanto, o seu efetivo funcionamento carece da implementação dos Ecopontos, de um eficaz controle do transporte de RCD's e da integração e cooperação de todas as partes envolvidas (geradores, transportadores, sociedade, pesquisadores e órgãos públicos).

Vale salientar que ao monitorar e disciplinar eficazmente o fluxo dos resíduos a prefeitura garantirá a destinação final correta dos mesmos e passará a dispor de importantes números relativos à geração de resíduos provenientes dos eventos informais, podendo assim controlar um dos mais importantes gargalos na gestão de RCD's.

Nesse sentido, é necessário o desenvolvimento e implementação das seguintes ações:
* interação entre a SEPLAN, a SEMAN e as construtoras a fim de incentivar e facilitar o desenvolvimento e execução do PGRCC em canteiro de obras e o envio do RCD da classe A já segregado para a USIBEN;
* organização, controle e monitoramento eficaz da coleta, transporte e destinação dos RCD's em João Pessoa;
* implementação dos Ecopontos em estratégicas áreas de João Pessoa e a melhoria das vias de acesso a USIBEN;
* manutenção dos equipamentos da USIBEN e criação de Aterro específico para RCD da classe A a ser beneficiado.

* envolvimento de todos os atores envolvidos de forma responsável e consciente através de um eficaz processo educativo e da aplicação de penalidades para atingir os resistentes a parceria e a formação dos novos hábitos.

Na elaboração e implementação dessas ações, os pesquisadores podem e devem colaborar equacionando a atual problemática e aperfeiçoando as possibilidades, inclusive, na formatação de estratégias para a gestão de RCD's a fim de possibilitar que cada um dos atores envolvidos conheça e cumpra com suas responsabilidades e haja eficácia na gestão integrada desses resíduos.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGENDA 21. 1992. Manejo ambientalmente saudável dos resíduos sólidos e questões relacionadas com os esgotos. Cap.21. (http://www.mma.gov.br) acedido a 07 de outubro de 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 15112**:** Resíduos da construção civil e resíduos volumosos - Áreas de transbordo e triagem - Diretrizes para projeto, implantação e operação. Rio de Janeiro, 2004.

ABNT. NBR 15114**:** Resíduos sólidos da construção civil - Áreas de reciclagem - Diretrizes para projeto, implantação e operação. Rio de Janeiro, 2004.

BRASIL. 2002. Resolução CONAMA n.307 - Estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão dos resíduos da construção civil. **Diário Oficial da República Federativa do Brasil**, Brasília, DF, nº. 136, 17 de julho de 2002. Seção 1, p. 95-96.

COSTA, M. D. e NÓBREGA, C. C. A situação dos resíduos sólidos de construção civil oriundos de construções verticais na cidade de João Pessoa- PB- Brasil*.* **In: 24º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental III**, 2007.

FONSECA, Edmilson (coordenador). Plano integrado de gerenciamento da construção civil e demolição do município de João Pessoa – **PIGRCCD** - PB. Prefeitura Municipal de João Pessoa, João Pessoa, 2007, 92p.

NÓBREGA, R. D. e MELO, R. A. Uso de agregados de resíduos da construção civil na pavimentação urbana em João Pessoa. **In: Anais do Encontro Nacional sobre Aproveitamento de Resíduos na Construção – ENARC 2009**, Feira de Santana, Bahia, 2009, p. 390 – 399.

PINTO, Tarcísio de Paula (coordenador). Gestão ambiental de resíduos da construção civil a experiência do SINDUSCON/SP*.* **Cartilha para Construtoras - Projeto Obra Limpa***,* SINDUSCON/SP, São Paulo, 2005, 48p.

PINTO, T. P. e GONZALES, J. L. R. (coordenadores). Manejo e gestão de resíduos da construção civil - volume I e Manejo de orientação – procedimentos para a solicitação de financiamentos. Parceria técnica Ministério das Cidades, Ministério do Meio Ambiente e a Caixa Econômica Federal. **CAIXA**, Brasília, 2005, 69 p. (www.cidades.gov.br.) Acedido a 20 de 0utubro de 2009.

PINTO, T. P. Metodologia para a gestão diferenciada de resíduos sólidos da construção urbana. **Tese de doutorado**, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1999, 189p.

SCHNEIDER, D. M. Deposições irregulares de resíduos da construção civil na cidade de São Paulo. **Tese de doutorado,** Faculdade de Saúde Pública, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2003.

VIANA, K. S. C. M., SOUZA, S. F. L., NÓBREGA, C. C. Diagnóstico sobre o gerenciamento dos resíduos sólidos de demolição e construção no município de João Pessoa - Paraíba – Brasil. Resultados Preliminares. **XXXI Congresso Interamericano – AIDIS**, Santiago, Chile, 2008.

AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA CARGA HIDRÁULICA NO DESEMPENHO DE UM LEITO DE MACRÓFITAS DE ESCOAMENTO SUBSUPERFICIAL E HORIZONTAL COM ARGILA EXPANDIDA

Lígia AMADO[(1)]; António ALBUQUERQUE[(2)]

RESUMO

Os leitos de macrófitas de escoamento subsuperficial horizontal (LM-ESSH) são bastante utilizados para o tratamento de águas residuais domésticas de pequenos aglomerados no interior de Portugal, com resultados positivos inclusive para situações de variação de carga. A carga hidráulica é um parâmetro crítico para a sua operação, podendo condicionar a sua capacidade de tratamento. Este trabalho apresenta os resultados da monitorização efectuada em 2008 no LM-ESSH da ETAR de Vila Fernando (Guarda) com apoio das Águas do Zêzere e Coa.

Os resultados mostram elevada infiltração de águas pluviais na rede de drenagem, que poderá ter afectado de forma negativa o desenvolvimento de biofilme e o crescimento das plantas. A variação de carga hidráulica influenciou o tempo de retenção e teve consequências negtivas no desempenho do leito, especialmente no que diz respeito à remoção das formas de azoto. As eficiências em termos de remoção de CBO_5, CQO e SST, embora se enquadrem nos intervalos de valores registados a nível mundial, poderiam ter sido bastante superiores se a contribuição pluvial excessiva pudesse ter sido controlada. Observou-.se uma relação linear com significância estatística entre as cargas aplicadas e removidas, para a CBO_5, CQO e SST, o que parece indicar que cargas afluentes, dentro do intervalo observado, influenciaram as respectivas taxas de remoção.

A carga hidráulica constitui um parâmetro crítico para a operação de LM-ESSH e, quando devidamente controlada, pode trazer melhoria para a eficiência de tratamento, bem como para a qualidade final da água residual tratada. Filtralite

Palavras-chave: carga hidráulica, leitos de macrófitas, meio de enchimento, eficiência de remoção

[(1)] Departamento de Engenharia Civil, Instituto Politécnico da Guarda, Av. Dr. Francisco Sá Carneiro, n.º 50, 6300-559 Guarda, Tel: 271220120, Fax: 271222690, E-mail: ligia@ipg.pt

[(2)] Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Universidade da Beira Interior, Edifício 2 das Engenharias, Calçada do Lameiro, 6201-001 Covilhã, Tel: 275319700, Fax: 275319057, E-mail: ajca@ubi.pt

1. INTRODUÇÃO

Os leitos de macrófitas (LM) de escoamento subsuperficial horizontal (LM-ESSH) são bastante utilizados para o tratamento de águas residuais domésticas de pequenos aglomerados no interior de Portugal, com resultados positivos inclusive para situações de variação de carga (Osorio, 2006; Masi *et al*., 2007; Albuquerque *et al*., 2009a).

A carga hidráulica (CH) constitui um parâmetro crítico para a operação deste tipo de sistemas, podendo condicionar o desenvolvimento de biofilme e, consequentemente, a capacidade de remoção de poluentes.

Por outro lado, o meio de enchimento é também um factor essencial para o adequado desenvolvimento quer do biofilme, quer das plantas e pode colmatar facilmente se a carga de sólidos suspensos totais (SST) for superior a 6 g m^{-2} d^{-1} ou 100 mg L^{-1} (ATV-A 262E, 2006). A utilização de agregados artificiais (p.e. LECA) como meio de enchimento, com maior superfície específica e porosidade do que os meios de enchimento tradicionais (p.e. brita granitica), parece trazer vantagens para o retardamento da colmatação além de poder aumentar as eficiências de tratamento ou requerer áreas de leito inferior, como observado nos resultados apresentados por Jensen e Krogstad (2003), Cortés *et al*. (2006), Calheiros *et al*. (2007), Adam *et al*. (2007), van Deun e van Dyck (2008), Albuquerque *et al*. (2009b), outros. A variação da CH e a alteração das caracteristicas e propriedades do meio de enchimento, pode condicionar a estabilidade do leito e o seu rendimento (Kadlec e Wallace, 2008).

Não existe em Portugal regulamentação especifica para o dimensionamentode LM, sendo, normalmente, utilizados os critérios propostos no norte da Europa e EUA (EPA, 1999; Kadlec *et al*., 2000; Wallace e Knight, 2006; Kadlec e Wallace, 2008; Vymazal e Kropfelova, 2008):

- Área especifica superficial (AES): 3 a 6 m^2/e.p.

- Carga orgânica superficial (COS): 5 a 20 g CQO m^{-2} d^{-1} ou 2 a 15 g CBO_5 m^{-2} d^{-1}

- Carga de sólidos superficial (CSS):5 a 12 g SST m^{-2} d^{-1}

- Carga hidráulica (CH): 5 a 20 cm d^{-1}

- Tempo de retenção hidráulico (TRH): 5 a 15 d

Nos últimos anos, têm sido utilizados agregados leves de argila expandida (LECA com o nome comercial de Filtralite) como meio de enchimento de LM. As entidades gestoras têm tentado, desta forma, ou aumentar a capacidade de tratamento de leitos com excesso de carga, ou minimizar a colmatação. Contudo, não existem estudos em Portugal sobre a o efeito da variação de CH em LM-ESSH com enchimento de Filtralite.

Este trabalho apresenta os resultados da monitorização efectuada em 2008 no LM-ESSH da ETAR de Vila Fernando, zona rural do concelho da Guarda, com apoio das Águas do Zêzere e Côa. O objectivo é analisar o efeito da variação de CH no desempenho de um do LM, devido à entrada de afluências pluviais em excesso.

2. MATERIAL E MÉTODOS

2.1. Constituição do leito de macrófitas

A ETAR de Vila Fernando tem dois LM com dimensões de 23x18x1 m (comprimento x largura x altura), Filtralite NR 4-8 como material de enchimento e foi colonizado com *Phragmites australis*. O nivel médio foi de 0,5 m e é operado como ESSH. Os dois leitos foram dimensionados para as seguintes condições (Maxit 2004): caudal de 53 a 98 m^3 d^{-1}, CH de 6 a 12 cm d^{-1}, TRH de 5 a 9 d, CBO_5 de 200 a 400 mg L^{-1} (COS máxima de 28 g CBO_5 m^{-2} d^{-1}) e CQO de 500 a 700 mg L^{-1} (COS máxima de 50 g CQO m^{-2} d^{-1}).

2.2 Procedimento experimental

Foi desenvolvida uma campanha de monitorização, de Janeiro a Dezembro de 2008, no LM-ESSH da ETAR de Vila Fernando. A monitorização incluiu a medição de caudal afluente ao LM-ESSH e a recolha de amostras mensais (uma recolha pontual no mesmo dia do mês, e aproximadamente à mesma hora) do afluente e do efluente do leito, para determinação de pH, temperatura, carência bioquímica de oxigénio (CBO_5) e carência química de oxigénio (CQO), azoto total (TN), azoto amoniacal (NH_4-N), nitrito (NO_2-N), nitrato (NO_3-N), fósforo total (TP), sólidos suspensos totais (SST) e sólidos suspensos voláteis (SSV).

2.3 Métodos analíticos

A medição de pH e temperatura foi realizada directamente usando um Tritilab TIM 900 (Radiometer, France). A CQO foi determinada com cuvetes-teste LCK 314 (15-150 mg L^{-1}), LCK 614 (50-300 mg L^{-1}) e LCK 514 (100-2000 mg L^{-1}) e um espectofotômetro CADAS 100 (Hach-Lange, Alemanha). O TN, NH_4-N e TP foram obtidos a partir de cuvetes-teste LCK 138 (1-16 mg TN L^{-1}), LCK 238 (5-40 mg TN L^{-1}), LCK 303 (2-47 mg NH_4-N L^{-1}) e LCK 350 (2-20 mg TP L^{-1}), respectivamente, e usando o mesmo espectofotômetro.

O NO_2-N e o NO_3-N foram analisados por cromatografia iónica Dionex-IX120 (Dionex Corp., Sunnyvale, EUA), segundo a norma ISO 10304-1:2007. A CBO_5, SST e SSV foram determinados de acordo com as normas 5210B, 2540D e 2540E, respectivamente, do Standard Methods (APHA-AWWA-WEF, 1999).

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1. Análise das condições de operação

Na Tabela 1 apresentam-se as variações médias, máximos e mínimos dos parâmetros analisados para o período de monitorização. Não existem dados para o mês de Agosto de 2008.

Apesar de no período monitorizado o LM se encontrar ainda no início da sua exploração, no mês de maior pluviosidade foi registado um caudal já ligeiramente superior (99,4 $m^{3}\cdot d^{-1}$) ao previsto para o ano horizonte de projecto (98 $m^{3}\cdot d^{-1}$), tal como se pode observar na Figura 1, o que revela uma significativa infiltração de águas pluviais na rede de drenagem. Verificou-se alguma instabilidade dos caudais afluentes ao longo do tempo, embora o caudal médio registado no período de medição (35 m^3 d^{-1}) tenha sido inferior ao valor médio admitido em projecto para o ano de arranque da instalação (53 m^3 d^{-1}).

A CH revelou-se também instável, como consequência directa dos caudais registados, tendo variado entre 2,2 e 14 cm d^{-1}, com um valor médio de 8,4 cm d^{-1}. O valor máximo observado, correspondente ao mês de maior pluviosidade, excedeu o valor previsto para o ano horizonte de projecto (12 cm d^{-1}) e nos meses secos verificaram-se valores inferiores ao estipulado para o ano de arranque da instalação (6 cm d^{-1}). Esta variação da CH originou TRH também instáveis (entre 2,1 e 22,6 d, com valor médio de 9,3 d), tendo, em 3 meses, sido verificados valores inferiores ao mínimo admitido em projecto (2 d), e em 6 meses valores superiores ao máximo previsto (6 d).

Tabela 1. Variação média (± intervalo de confiança) [1)] de caudal e parâmetros de qualidade no LM-ESSH da ETAR de Vila Fernando

PARÂMETRO	AFLUENTE	EFLUENTE	ER (%)
Caudal (m^3 d^{-1})	34,9 ± 15,3 (9,2 - 99,4)	-	-
Temp. (º C)	16,0 ± 2,1 (11,0 - 24,6)	15,7 ± 2,4 (10,0 - 24,5)	-
pH	- (6,7 - 7,3)	- (7,0 - 7,7)	-
CBO_5 (mg L^{-1})	114,3 ± 39,1 (19,0 - 225,0)	23,7 ± 9,0 (3,2 - 50,4)	75,5 ± 11,2
CQO (mg L^{-1})	304,1 ± 111,8 (36,0 - 548,0)	71,9 ± 17,0 (20,0 - 104,0)	66,7 ± 10,9
SST (mg L^{-1})	67,7 ± 25,8 (8,0 - 139,0)	27,1 ± 33,2 (5,8 - 179,1)	64,4 ± 26,1
SSV (mg L^{-1})	57,5 ± 22,1 (7,4 - 121,0)	22,2 ± 28,5 (4,4 - 152,7)	66,6 ± 22,6
N Total (mg L^{-1})	70,4 ± 20,5 (29,5 - 126,0)	63,6 ± 20,9 (22,6 - 113,0)	10,6 ± 15,9
$N\text{-}NH_4$ (mg L^{-1})	67,0 ± 5,5 (60,0 - 73,4)	51,2 ± 6,5 (45,0 - 64,0)	22,6 ± 15,0
$N\text{-}NO_2$ (mg L^{-1})	0,3 ± 0,4 (0,1 - 2,5)	0,2 ± 0,1 (0,1 - 0,5)	-
$N\text{-}NO_3$ (mg L^{-1})	2,2 ± 4,1 (0,1 - 23,0)	1,6 ± 2,7 (0,1 - 15,3)	-
P Total (mg L^{-1})	7,2 ± 2,5 (2,0 - 12,9)	5,6 ± 1,6 (2,0 - 9,5)	17,7 ± 9,3

[1)] Os intervalos de confiança foram calculados considerando um nível de confiança de 95%, para os seguintes tamanhos de amostra: 11 para caudal, temperatura, pH, CBO_5, CQO, $N\text{-}NO_2$ e $N\text{-}NO_3$, 10 para SST e SSV, 9 para TN e TP e 5 para $N\text{-}NH_4$.

Toda esta instabilidade de caudais, CH e TRH, terá afectado negativamente a estabilização e o bom desenvolvimento, quer de biofilme, quer das plantas, o que terá tido consequências directas no desempenho do leito. Nos meses em que a CH foi mais elevada (Janeiro, Fevereiro, Abril, Maio e Dezembro) registou-se um decréscimo das eficiências de remoção de matéria orgânica (em termos de CBO_5 e CQO) e SST, não tendo sido notada alteração significativa nas taxas de remoção de TN e TP (Figuras 2 e 3).

Durante o período da monitorização o valor do pH encontrou-se sempre dentro do intervalo de valores considerado apropriado para a remoção carbonada, nitrificação e desnitrificação (entre 6.5 e 8.5, de acordo com Metcalf e Eddy, 2002; Kadlec e Wallace, 2008).

No entanto, embora o leito tenha sido operado com um valor médio de TRH (9,3 d) superior ao de projecto e ao mínimo sugerido por vários especialistas em LM-ESSH para permitir a remoção biológica de NH_4-N, NO_2-N e NO_3-N (5 dias de acordo com Kadlec *et al*., 2000; Wallace e Knight, 2006 e Vymazal e Kropfelova, 2008), as eficiências de remoção (ER) de TN e NH_4-N foram inferiores aos valores usualmente sugeridos para LM-ESSH (cerca de 50%, de acordo com Kadlec *et al*., 2000; Vymazal, 2003 e Kadlec e Wallace, 2008).

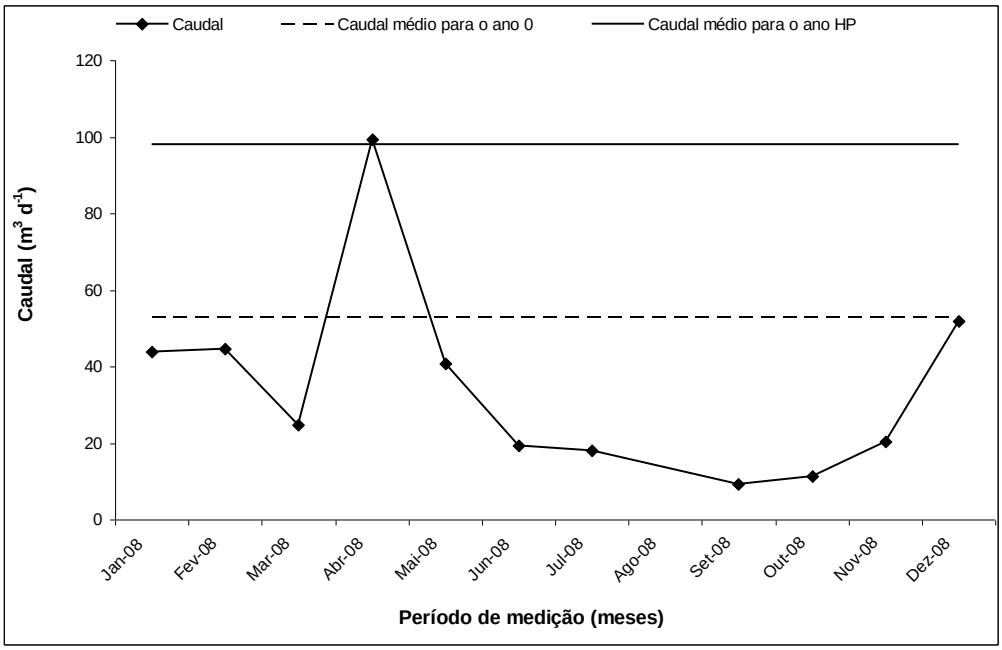


Figura 1. Variação do caudal no LM-ESSH da ETAR de Vila Fernando

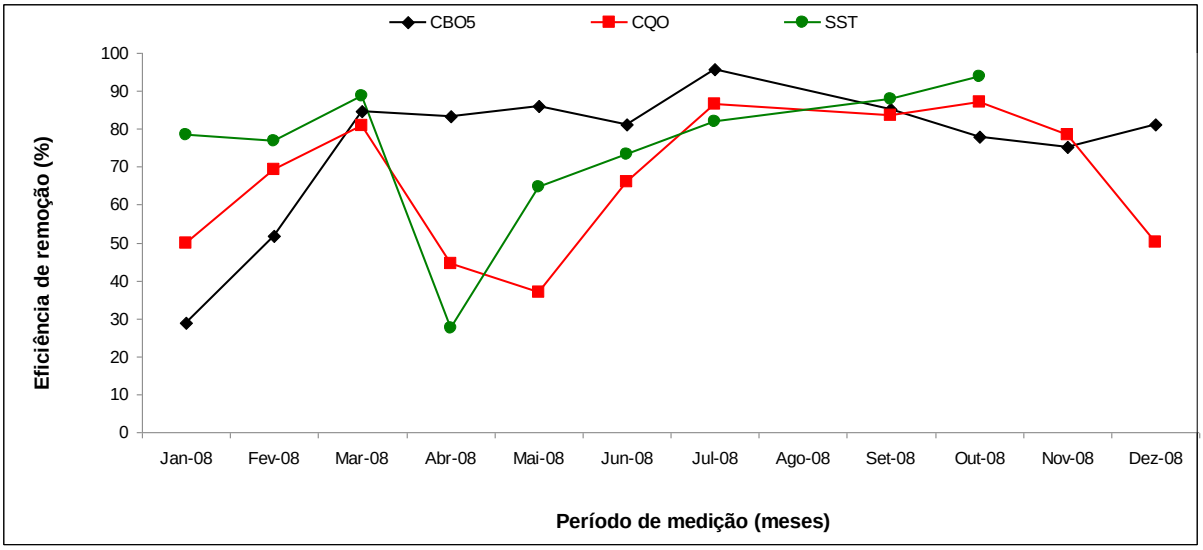


Figura 2. Eficiência de remoção de CBO_5, CQO e SST ao longo do tempo

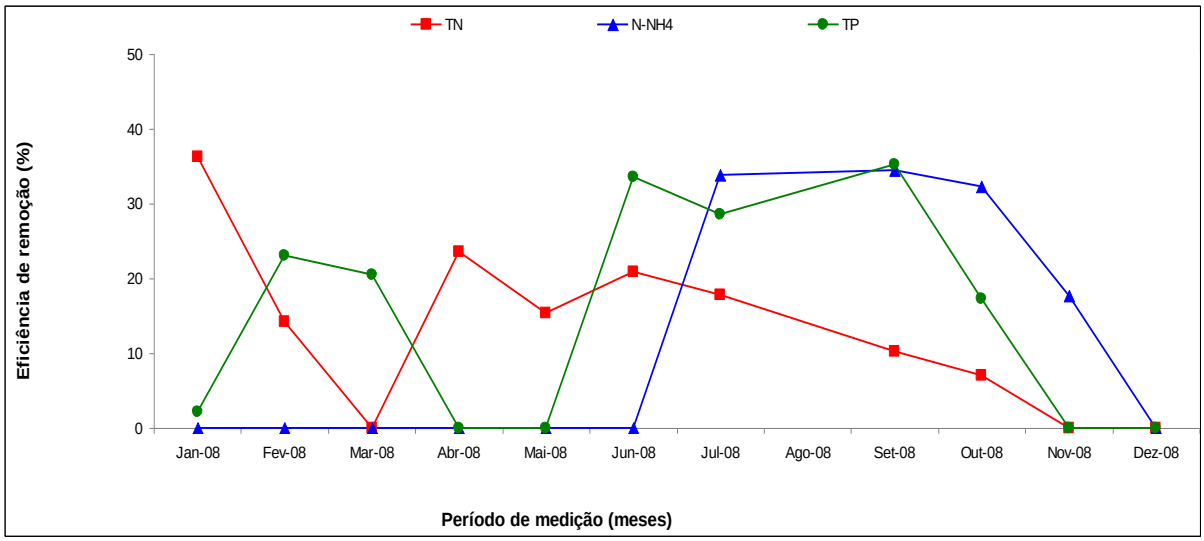


Figura 3. Eficiência de remoção de NT, $N\text{-}NH_4$ e PT ao longo do tempo

A afluência de caudais elevados de águas pluviais ao LM-ESSH, para além de ter originado uma variação abrupta do TRH, veio também provocar a diluição da água residual, o que, de acordo com Metcalf e Eddy (2002), pode ter um efeito negativo na fixação e desenvolvimento do biofilme, essencial para remoção de poluentes, devido à menor disponibilidade de substrato e ao efeito de lavagem provocado pelo escoamento. Como as bactérias autotróficas são muito sensíveis às variações de CH e TRH, devido à sua baixa taxa de crescimento (Metcalf e Eddy, 2002; Kadlec e Wallace, 2008), a remoção de azoto pode ter ficado comprometida. Desta forma, o efeito de lavagem provocado pela entrada de águas pluviais em excesso e o fraco crescimento das plantas parecem ter sido as causas para a baixa remoção de azoto.

Quanto às formas oxidadas de azoto ($N\text{-}NO_2$ e $N\text{-}NO_3$), não se obtiveram resultados que possam ser discutidos, uma vez que as concentrações detectadas à entrada e saída do leito foram muito baixas. Sendo os LM-ESSH maioritariamente anaeróbios/anóxicos, a formação de nitritos e nitratos por oxidação do amónio (via nitrificação) ocorre nas zonas onde o OD está acima do 1 mg L^{-1} (Metcalf e Eddy, 2002), i.e., perto da entrada do afluente e na rizosfera (Vymazal e Kropfelova, 2008; Kadlec e Wallace, 2008), sendo aquelas duas formas automaticamente reduzidas a azoto molecular por processos de desnitrificação (Kadlec *et al*. 2000).

As ER de CBO_5, CQO, TP e SST estão de acordo com os valores encontrados noutros estudos realizados em condições similares e no intervalo de valores sugeridos em manuais e estudos da especialidade (Tabela 2). As ER de TN e $N\text{-}NH_4$ encontram-se abaixo do registado a nível mundial.

Apesar das ER médias de matéria orgânica em termos de CBO_5 e CQO (76 e 67%, respectivamente) se enquadrarem nos intervalos registados a nível mundial, se apenas se considerarem os meses sem contribuição pluvial excessiva, os valores sobem para 83% e 81%, respectivamente, revelando o leito em estudo um bom potencial para a remoção de matéria orgânica.

No que diz respeito à capacidade de filtração (remoção de SST), verifica-se que o valor médio da eficiência de remoção foi afectado por dois resultados francamente baixos (registados em Abril e Novembro), o que se pode atribuir ao facto de se tratarem de recolhas pontuais de amostras de água residual e não de recolhas compostas, podendo o afluente não ter correspondência com o efluente. Se se excluírem esses dois meses, bem como os de pluviosidade superior, a média da ER sobe para 85%, o que está de acordo com o que seria expectável, uma vez que os leitos com Filtralite apresentam uma maior porosidade e superficie específica em relação aos meios de enchimento tradicional, bem como um diâmetro efectivo mais homogéneo (4-8 mm), o que, de acordo com Metcalf e Eddy (2002), favorece a retenção de partículas por filtração.

Tabela 2. Comparação com ER obtidas em estudos similares

Referência	ER (%)						CH	TRH
	CBO_5	CQO	TN	NH_4-N	TP	SST	(cm d^{-1})	(d)
Presente estudo	**76**	**67**	**11**	**23**	**18**	**64**	**8,4**	**9,3**
Calheiros *et al*. (2007)[1)]	50	63	23	18	—	70	6	6.8
Namorado *et al*. (2004)	95	—	58	75	—	—	8,2	5,7
Simões (2009)	74,1	64,6	26,4	25,2	26,4	76,6	17	4,8
Vilpas *et al.* (2005)	94	91	46	70	95	90	5	6

Experiência Mundial (EPA, 1999; Kadlec *et al*., 2000; Vymazal e Kropfelova, 2008; Kadlec e Wallace, 2008)	50 - 95	60 - 90	50 – 90	40 - 70	10 - 35	60 - 90	5 - 20	5 - 18

[1)] utilização de efluente de curtumes

A remoção de fósforo total pode considerar-se satisfatória. A grande variação na CH parece não ter tido o efeito negativo na remoção de TP que se verificou na remoção de azoto e a ER encontra-se dentro da gama de valores sugeridos pela experiência mundial. Esta circunstância, tal como referido por Jensen e Krogstad (2003) e Ádám *et al*. (2007), pode estar relacionada com a capacidade de adsorção da Filtralite para remover o fósforo quimicamente. A remoção de TP por via microbiológica ou por via das plantas parece ter tido um papel pouco considerável neste estudo, devido ao fraco desenvolvimento do biofilme e ao baixo crescimento das *Phragmites australis.*

3.2. Relação entre cargas aplicadas e cargas removidas

Os coeficientes de remoção por unidade de área (g m^{-2} d^{-1}) para CBO_5, CQO, TN, NH_4-N, TP e SST ($r_{(CBO5)}$, $r_{(CQO)}$, $r_{(TN)}$, $r_{(NH4-N)}$, $r_{(TP)}$, e $r_{(SST)}$, respectivamente) foram calculados tendo em consideração as concentrações afluentes e efluentes, o caudal, e a área superficial do leito.

Observando as Figuras 4 e 5 verifica-se que, no período de monitorização, as cargas orgânicas (entre 14 e 21 g CQO m^{-2} d^{-1}) situaram-se, de uma forma geral, abaixo dos valores previstos para o arranque da operação (20 g CQO m^{-2} d^{-1}). No entanto, foram observadas cargas afluentes instáveis de matéria orgânica (entre 2,5 e 11,1 g CBO_5 m^{-2} d^{-1} e entre 4,6 e 27,7 g CQO m^{-2} d^{-1}), de sólidos (entre 1,8 e 5,6 g SST m^{-2} d^{-1}), e de azoto (entre 2,4 e 7,1 g TN m^{-2} d^{-1}), tendo o leito reagido bem a esta instabilidade, em termos de remoção de matéria orgânica e de sólidos, aumentando os coeficientes de remoção para valores de 9,3 g CBO_5 m^{-2} d^{-1}; 19,4 g CQO m^{-2} d^{-1} e 4,3 g SST m^{-2} d^{-1}.

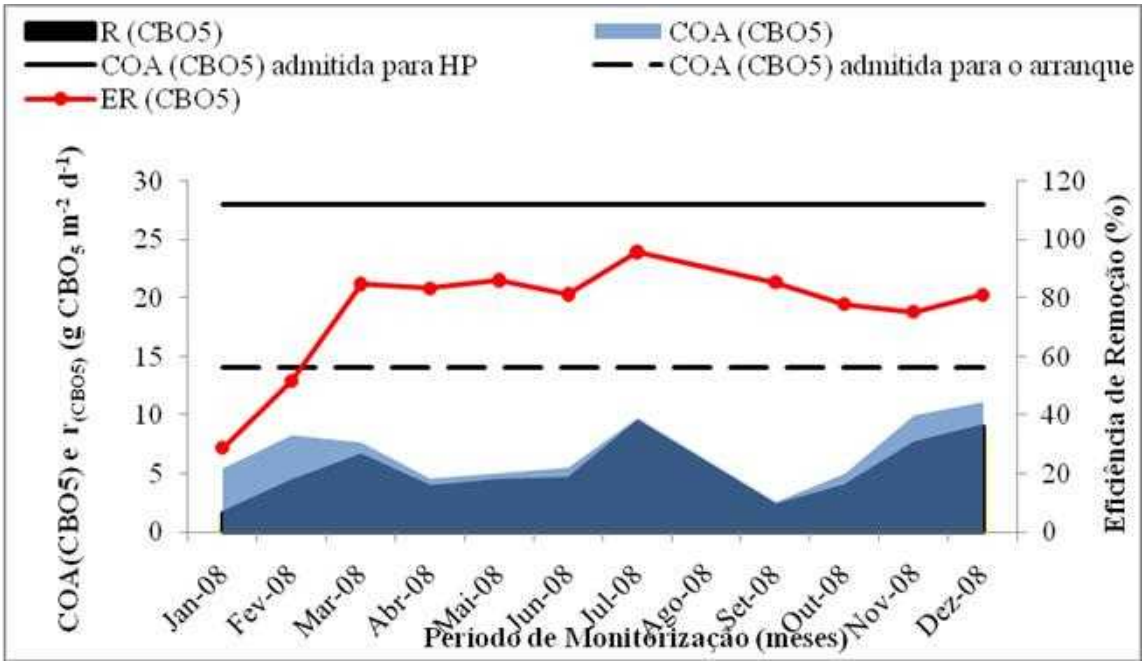


Figura 4. Variação das cargas aplicadas e removidas e ER ao longo do tempo para CBO_5.

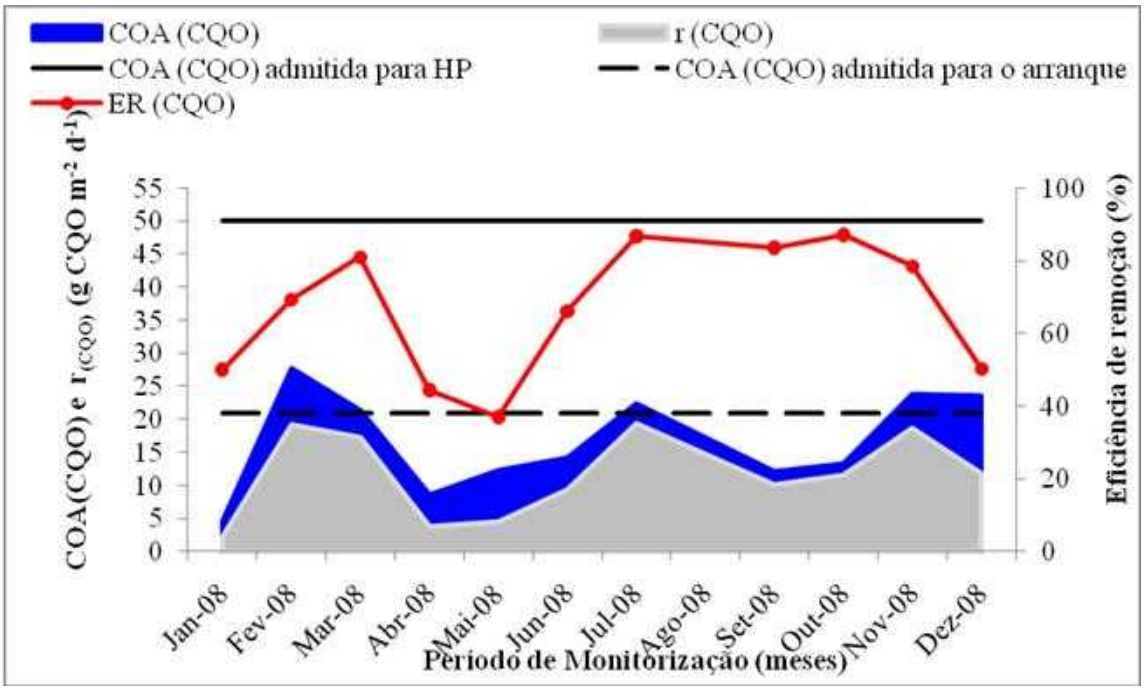


Figura 5. Variação das cargas aplicadas e removidas e ER ao longo do tempo para CQO.

Para evitar a ocorrência de fenómenos de colmatação nos leitos, as normas alemãs ATV A-262 (2006) sugerem concentrações máximas afluentes de CQO e SST de 400 mg L^{-1} e 100 mg L^{-1}, respectivamente, CIS e CSS inferiores a 16 g CQO m^{-2} d^{-1} e 6 g SST m^{-2} d^{-1},

respectivamente, e CH abaixo dos 4 cm d^{-1}. Os resultados obtidos mostram que o leito se encontrou a operar sob condições que podem contribuir para uma rápida colmatação dos leitos, tendo estes valores sido excedidos com frequência significativa. Assim, as concentrações de sólidos, de matéria orgânica e as CH>devem ser devidamente controladas, para se poder prevenir a ocorrência da colmatação.

Após a realização de uma análise de regressão entre as cargas aplicadas e as cargas removidas (Figuras 6 a 9), constatou-se existir uma relação linear com significância estatística ($p < 0.05$) entre as cargas aplicadas e removidas, de matéria orgânica (R_{CBO5}^2 = 0,84 e R_{CQO}^2 = 0,82) e SST (R_{SST}^2 = 0,91) o que parece indicar que as cargas afluentes, dentro do intervalo de cargas considerado, influenciaram as respectivas taxas de remoção, sem ter sido detectada uma estabilização dos respectivos coeficientes de remoção (*i.e*. o leito não esgotou a sua capacidade de remoção).

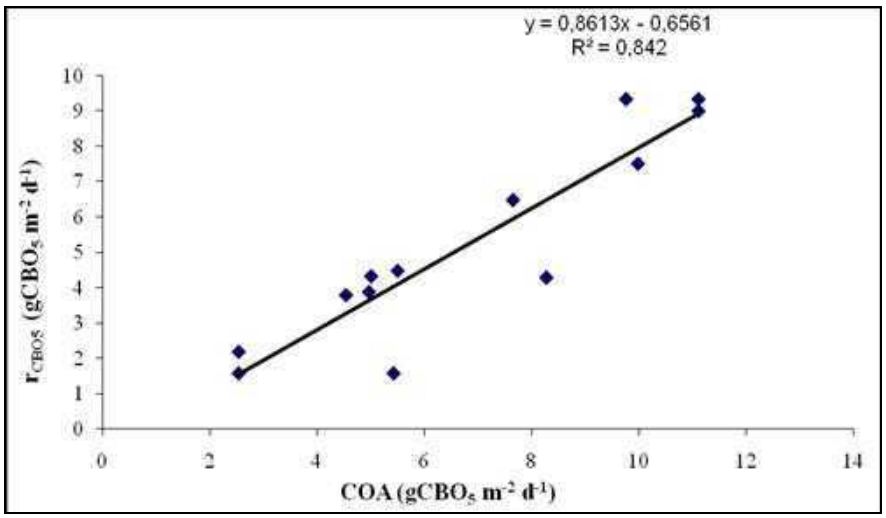


Figura 6. Relação entre a carga orgânica aplicada e a carga orgânica removida (como CBO_5)

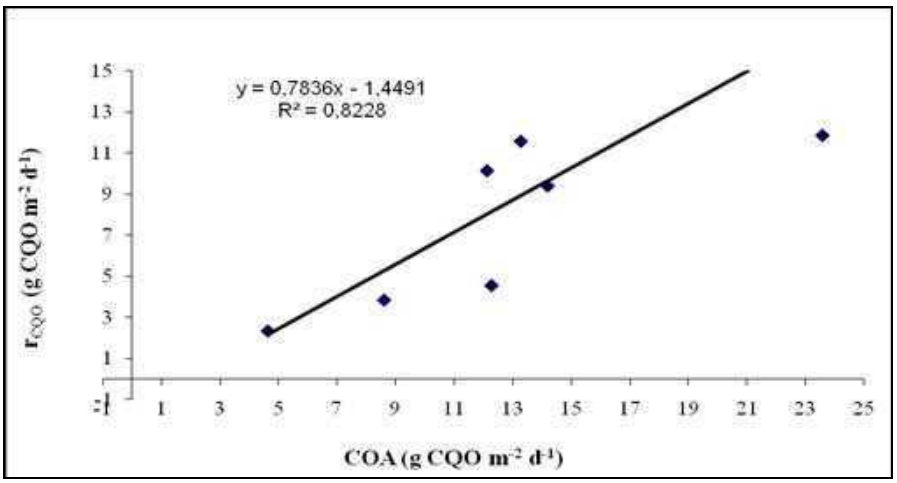


Figura 7. Relação entre a carga orgânica aplicada e a carga orgânica removida (como CQO)

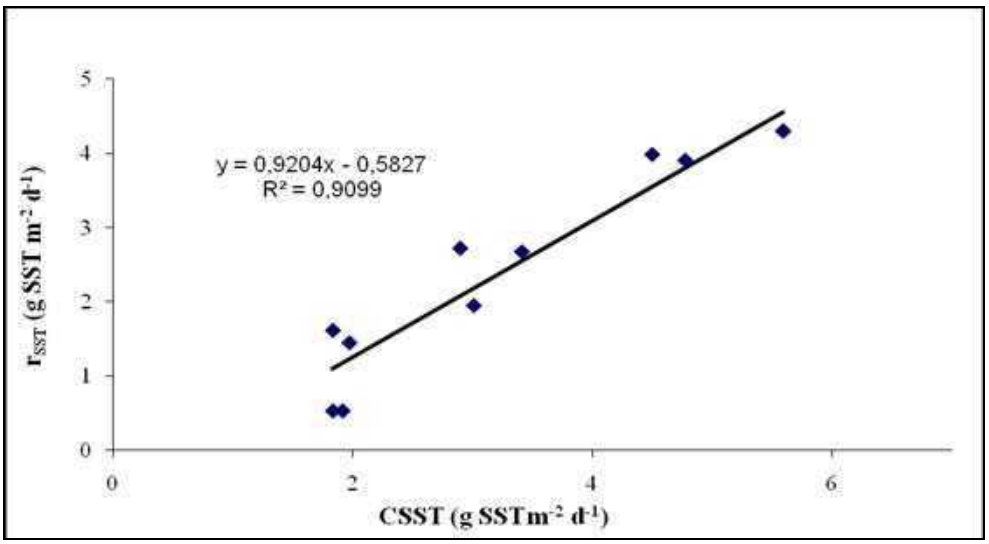


Figura 8. Relação entre a carga de SST aplicada e a carga de SST removida

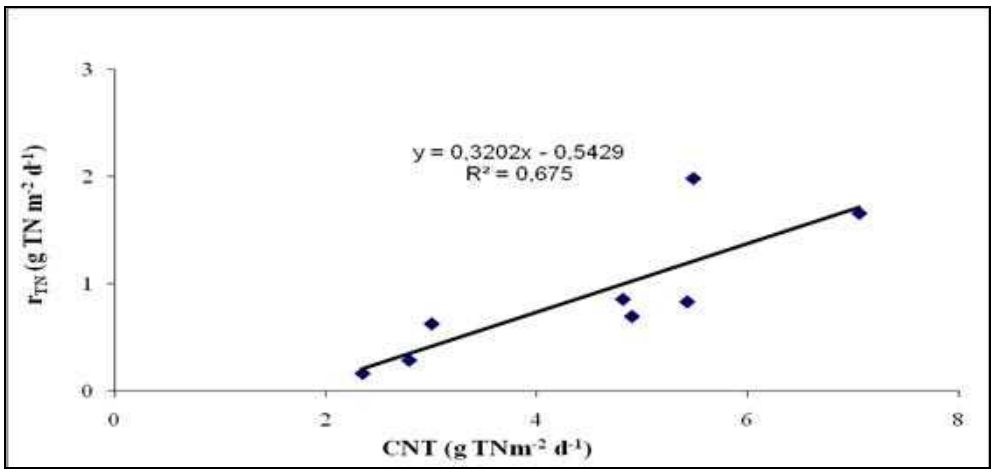


Figura 9. Relação entre a carga de N Total aplicada e a carga de N Total removida

4. CONCLUSÕES

Encontrando-se o LM-ESSH da ETAR de Vila Fernando no primeiro ano de exploração, era de esperar um menor crescimento das plantas. No entanto, a instabilidade de caudais afluentes, e a consequente variação da CH e TRH, poderá ter dificultado a estabilização e o crescimento das raízes e rizomas das plantas. Esta instabilidade, causada pela entrada de caudais pluviais em excesso, além de ter provocado a diluição da água residual e o desenvolvimento das plantas, terá afectado a fixação e desenvolvimento do biofilme, essencial para remoção de poluentes, devido quer à menor disponibilidade de substrato para a actividade de microorganismos, quer ao efeito de lavagem provocado pela velocidade

do escoamento. Como consequência, as ER foram baixas, em especial para as formas de azoto,

No período de monitorização as cargas orgânicas situaram-se, de uma forma geral, abaixo dos valores previstos para o arranque da operação. Contudo, foram observadas cargas afluentes instáveis de matéria orgânica e de sólidos, embora o leito tenha reagido bem a esta instabilidade, aumentando os coeficientes de remoção. Constatou-se existir uma relação linear com significância estatística entre as cargas aplicadas e removidas, para a CBO_5, CQO e SST, o que indica que cargas afluentes, dentro do intervalo de cargas considerado, influenciaram as respectivas taxas de remoção.

Assim, se a CH não for devidamente controlada, a utilização de materiais de enchimento com elevada superficie especifica e porosidade não leva a uma melhoria da capacidadade de LM-ESSH.

AGRADECIMENTOS

Os autores desejam expressar o seu agradecimento à Fundação para a Ciência e a Tecnologia, que financiou este estudo através do projecto PTDC/AMB/73081/2006, à empresa Águas do Zêzere e Côa, especialmente na pessoa do Dr. Renato Craveiro, e ao Doutor Pedro Rodrigues do Instituto Politécnico da Guarda.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ádám K., Krogstad T., Vråle L., Søvik A. and Jenssen D. (2007). Phosphorus retention in filter materials shellsand and Filtralite P: batch and column experiments with synthetic P solution and secondary wastewater. *Ecological Engineering*, 29, 200–208.

Albuquerque A., Arendacz M., Gajewska M., Obarska–Pempkowiak H., Randerson P., Kowalik P (2009a). Removal of organic matter and nitrogen in a HSSF constructed wetland under transient loads. *Water Science and Technology* 60(7), 1677–1682.

Albuquerque A., Oliveira J., Semitela S., Amaral L. (2009b). Influence of bed media characteristics on ammonia and nitrate removal in shallow horizontal subsurface flow constructed wetlands. *Bioresource Technology* 100, 6269-6277.

APHA-AWWA-WEF (1999). *Standard methods for the examination of water and wastewater*. 20th edition, American Public Health Association, Washington, DC, USA, 1325 pp.

ATV-A 262E (2006). *Principles for the dimensioning, construction and operation of plant beds for communal wastewater with capacities up to 1000 total number of inhabitants and population equivalents.* DWA, Hennef, Alemanha.

Calheiros C., Rangel A., Castro P. (2007). Constructed wetland systems vegetated with different plants applied to the treatment of tannery wastewater. *Water Research*, 41(8), 1790-1798.

Cortés J., Herrera A., Méndez V., Hernández G., Robles J., Rivera E. (2006). Uso de arcilla natural en el tratamiento del agua residual de la industria de celulosa. Proc., do XV

Congreso Nacional de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales, FEMISCA, Guadalajara, Mexico.

EPA (1999). *Constructed wetlands treatment of municipal wastewaters*. Report EPA/625/R-99/010, Cincinnati, Ohio, USA, 166 pp.

Kadlec R., Knight R., Vymazal J., Brix H., Cooper P., Haberl R. (2000). Constructed wetlands for pollution control: processes, performance, design and operation. Scientific and Technical Report No. 8, *International Water Association*, Londres, Inglaterra.

Kadlec R., Wallace S. (2008). *Treatment wetlands*. 2ª Edição. CRC Press, Boca Raton, EUA, 1016 pp.

Masi F., Martinuzzi N., Bresciani R., Giovannelli L., Conte G. (2007). Tolerance to hydraulic and organic load fluctuations in constructed wetlands. *Water Science and Technology*, 56(3), 39-48.

Maxit (2004). ETAR do Albardo/Vila Fernando - Empreitada de Saneamento 11. Memória descritiva. Projecto de execução. Subsistema de Vale do Mondego e Alto Zêzere. Maxit, Avelar.

Metcalf e Eddy (2002). *Wastewater engineering: treatment, disposal and reuse.* Fourth edition. McGraw-Hill, New York, USA, 1848 p.

Namorado A., Figueiredo A., Cunha S., Mateus D., Pinho H. (2004). Utilização de zonas húmidas artificiais para a remoção de azoto de efluentes urbanos. *Tecnologia da Água*, Edição I, 30–35.

Osorio A. (2006). *Influence of the characteristics of organic matter on the efficiency of HSSF constructed wetlands.* PhD thesis, Univ. Politecnica Cataluna, Barcelona, Espanha.

Simões M. (2009). Avaliação da influência do tipo de enchimento no rendimento de leitos com escoamento subsuperficial e horizontal. Dissertação de Mestrado de Eng. Civil, Universidade da Beira Interior, Covilhã, 125 pp.

van Deun R., van Dyck M. (2008). Expanded clay and lava rock as potential filter media for nutrient removal in vertical subsurface flow constructed wetlands. *Proc., Society of Wetland Scientists European Chapter Meeting*, SWS, Kuressaare, Saaremaa, Estonia, 23 p.

Vilpas R., Valve M., Raty S. (2005). Report from the Pilot Plants in Finland. Technical report, Syke, *MAXIT-Norden*, Finland, 48 pp.

Vymazal J., Kropfelova L. (2008). *Wastewater treatment in constructed wetlands with horizontal sub-surface flow*. Series of Env. Pollution 14, Springer, Alemanha, 566 p.

Vymazal J. (2003). Types of constructed wetlands. *Proc., International Seminar on the Use of Aquatic Macrophytes for Wastewater Treatment in Constructed Wetlands,* V. Dias and J. Vymazal, Edts., ICN\INAG, Lisboa, 35-79.

Wallace S., Knight R. (2006). Small-scale constructed wetland treatment systems – feasibility, design criteria and O&M requirements. 1st edition, IWA report, *Water Environment Research Federation*, USA, 304 pp.

[1]AVALIAÇÃO DA POLÍTICA MUNICIPAL DE SANEAMENTO AMBIENTAL DE ALAGOINHAS-BAHIA-BRASIL

Glenda Barbosa de MELO(1); **Luiz Roberto Santos MORAES(2)**

RESUMO

O trabalho tem como objetivo avaliar a implementação da Política Municipal de Saneamento Ambiental de Alagoinhas e seus instrumentos (Lei nº. 1.460/2001), refletindo sobre a participação e o controle social, com ênfase na atuação do Conselho Municipal de Saneamento Ambiental (CMSA) na implementação da Política, na elaboração e na implementação do Plano Municipal de Saneamento Ambiental e na regulação, fiscalização e controle da prestação dos serviços de saneamento ambiental. Decidiu-se por avaliar os processos utilizando a análise qualitativa de documentos e registros e entrevistas semi-estruturadas realizadas após mais de seis anos da aprovação da referida Lei, para inferir a eficiência, a eficácia e a efetividade. Os resultados da pesquisa revelaram que, os processos de implementação poderiam ter sido mais eficientes e mais eficazes e que o CMSA não conseguiu exercer suas atribuições com eficiência, eficácia e efetividade. Constatou-se também que o governo municipal e a sociedade civil vivenciaram uma experiência inovadora no saneamento ambiental e, portanto, propensa a esbarrar involuntariamente em obstáculos e cometerem acertos e erros, mas que fazem parte de toda história nova construída. A avaliação mostrou que o Poder Executivo Municipal priorizou o saneamento ambiental nas suas duas gestões (2001-2004 e 2005-2008) e que a participação e o controle social foi a tônica desse governo municipal.

PALAVRAS-CHAVE: Alagoinhas; avaliação; controle social; Política Municipal de Saneamento Ambiental.

(1) Engenheira Eletricista (UFPB); Mestre em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos (UnB); Consultora; End.: Rua Prof. João José Rescala, 200 B, Edf. Ibicara, apto. 1103, Imbuí – Salvador – Bahia - CEP: 41.720-000 – Brasil - Tel.: +55 (71) 3231-6649 – e-mail: glenda.melo@uol.com.br.

(2) Engenheiro Civil (EP/UFBA) e Sanitarista (FSP/USP); M.Sc. em Engenharia Sanitária (IHE/Delft University of Technology); Ph.D. em Saúde Ambiental (LSHTM/University of London); Estágio Pós-Doutoral em Gestão de Saneamento Básico (EE/Universidade do Minho); Professor Titular em Saneamento do Departamento de Engenharia Ambiental e do Mestrado em Meio Ambiente, Águas e Saneamento da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia; End.: Rua Aristides Novis, 2, Federação – Salvador – Bahia - CEP: 40.210-630 – Brasil - Telefax: +55 (71) 3283-9783 – e-mail: moraes@ufba.br.

1. INTRODUÇÃO

Este trabalho é oriundo da pesquisa de dissertação de mestrado do Programa de Pós-Graduação em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, desenvolvida pela primeira autora com orientação do co-autor. Três motivos levaram à sua realização: avaliar como foi implementada a Política Municipal de Saneamento Ambiental concebida, já no primeiro ano de gestão de um governo democrático-popular no município de Alagoinhas, cuja direção do Serviço Autônomo de Água e Esgotos (SAAE) estava sob responsabilidade da primeira autora; examinar e avaliar a efetividade do controle social sobre a Política e o Plano Municipal de Saneamento Ambiental passados mais de seis anos; e, por último, disponibilizar aos formuladores e executores da Política e à sociedade civil um estudo que contribua para um outro ciclo de formulação e implementação de política pública de saneamento ambiental e de controle social. O município de Alagoinhas foi o primeiro no Brasil a instituir sua Política de Saneamento Ambiental a partir de discussões e deliberações tomadas na 1ª Conferência Municipal de Saneamento Ambiental, realizada em 2001, quando o País ainda não contava com uma Política de Saneamento.

Poucas eram as experiências de participação e controle social na gestão dos serviços públicos de saneamento ambiental. Experiências de avaliação de política públicas de saneamento no Brasil são poucas e a área de saneamento no País passou a contar com um marco legal, apenas em 05 de janeiro de 2007, que estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico e para a Política Federal de Saneamento Básico, por meio da Lei n.11.445. As avaliações de políticas públicas de saneamento têm despertado maior interesse junto a pesquisadores das áreas de ciências sociais e de economia (Costa, 2003), mas ainda são incipientes. Há um interesse maior voltado para pesquisas tecnológicas (Heller, 1995 e 1997 em Costa, 2003), mas o mesmo tratamento não é dado à pesquisas no campo de políticas públicas, seja na literatura nacional ou na internacional (Heller e Castro, 2007).

Na pesquisa realizada pretendeu-se examinar o seguinte problema – a Política Municipal de Saneamento Ambiental de Alagoinhas construída com efetiva participação social e incentivada pelo Poder Executivo não foi implementada na íntegra, passados mais de seis anos. O que mudou? O que levou o Conselho Municipal de Saneamento Ambiental de Alagoinhas a ter baixa capacidade para exercer o papel de regulador, fiscalizador e controlador da Política Municipal de Saneamento Ambiental? O estudo tem como objetivo geral avaliar a implementação da Política Municipal de Saneamento Ambiental e a contribuição do Conselho Municipal de Saneamento Ambiental (CMSA) para tal, e como objetivos específicos: i) analisar os processos de implementação da Política e de atuação do Conselho Municipal de Saneamento Ambiental; ii) disponibilizar subsídios a formuladores e executores de Política de Saneamento; iii) proporcionar o redirecionamento das ações para atender aos objetivos da Política; e iv) contribuir para o fortalecimento da participação e do controle social.

2. METODOLOGIA

Para esta avaliação adotou-se abordagens qualitativas por meio de coleta de dados primários e secundários (Belloni *et al*. 2007). Os dados primários e secundários compreenderam a coleta de informações obtidas por meio de entrevistas semi-estruturadas e registro documental, respectivamente. As entrevistas foram realizadas junto a formuladores, executores e beneficiários da Política (representados no Conselho Municipal de Saneamento Ambiental–CMSA): conselheiros dos segmentos da sociedade civil e do Poder Público no CMSA, o Prefeito, representantes da Coordenação Especial de Participação Popular e Vereadores do município de Alagoinhas. Os representantes do Poder Público do CMSA (executores da Política) entrevistados são ou foram gestores/representantes dos órgãos responsáveis pelos serviços de saneamento ambiental no município de Alagoinhas: Serviço Autônomo de Água e Esgotos (SAAE), Secretaria Municipal de Infraestrutura, Secretaria Municipal de Serviços Públicos (SESEP) e Secretaria Municipal de Desenvolvimento Econômico e Meio Ambiente além de representante da Secretaria Municipal de Saúde. A população em geral estava representada pelos representantes dos usuários no Conselho Municipal de Saneamento Ambiental, os beneficiários da Política. Os dados secundários foram coletados junto aos elaboradores e executores, por meio de documentos da própria Administração Pública (atos do Executivo e Legislativo – legislações, portarias, editais, decretos, etc.) e relatórios e documentos das etapas de formulação/elaboração, execução e acompanhamento da implementação da Política e do Plano Municipal de Saneamento Ambiental.

Utilizou-se ainda como dados secundários, estudos de avaliação da Política e do Plano já realizados, bem como estudos e pesquisas estatísticas, sócio-econômicas, demográficas, epidemiológicas vinculados à Política e ao Plano por órgãos nacionais e locais, além de atas, regimento do CMSA, relatórios das Conferências de Saneamento e das Conferências Intersetoriais de Saúde, Saneamento e Meio Ambiente, etc. Foram examinados e analisados os critérios gerais de *eficiência, eficácia* e *efetividade* nos processos de implementação da Política e de elaboração e de implementação do Plano Municipal de Saneamento Ambiental de Alagoinhas.

A avaliação foi incrementada com o exame dos critérios complementares que Belloni *et a*l. (2007) identificam como operacionais: *participação popular e controle social, parceria, articulação e integração institucional, compatibilidade, adequação, relevância, coerência e exeqüibilidade*. Estes critérios foram utilizados para auxiliar a corroborar ou não com a ocorrência dos critérios gerais. Por meio dos instrumentos do Sistema Municipal de Saneamento Ambiental, criado pela Lei que instituiu a Política: Conferência, Conselho, Plano, Fundo e Sistema de Informações Municipal de Saneamento Ambiental de Alagoinhas foram verificados os critérios gerais de avaliação e todos os critérios complementares para cada critério geral. Dessa forma, foi possível examinar as dimensões de concepção e de implementação da Política (Belloni *et al*. 2007).

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Avaliação da implementação da Política Municipal de Saneamento Ambiental de Alagoinhas - Lei n.1.460/01.

O quadro 1 apresenta o número e função dos entrevistados, ex-conselheiros que participaram, na sua maioria, das duas gestões do CMSA, o Prefeito, um Vereador de oposição e dois do Governo e dois representantes da Coordenação Especial de Participação Popular do município de Alagoinhas.

Quadro 1. Representações dos entrevistados na pesquisa de avaliação

Entrevistado	Representação
Poder Público	Titular da diretoria do SAAE- CMSA
Poder Público	Representante da Secretaria Municipal de Saúde - CMSA
Poder Público	Titular da Secretaria Municipal de Infraestrutura - CMSA
Poder Público	Representante da Secretaria de Serviços Públicos - CMSA
Poder Público	Titular da Secretaria Municipal de Meio Ambiente - CMSA
Sociedade Civil	Representante da União das Associações de Município de Alagoinhas (UAMA) - CMSA
Sociedade Civil	Representante da União das Associações Rurais de Alagoinhas – (UARA) - CMSA
Sociedade Civil	Representante dos Usuários do Conselho Municipal de Saúde de Alagoinhas - CMSA
Sociedade Civil	Representante da Associação Comercial e Industrial de Alagoinhas (ACIA) - CMSA
Sociedade Civil	Representante do Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia (CREA/Bahia) - CMSA
Sociedade Civil	Representante da Universidade do Estado da Bahia (UNEB) -

	CMSA
Poder Público Executivo	Prefeito do município de Alagoinhas
Poder Público Legislativo	Vereador do município de Alagoinhas (três)
Poder Público Executivo	Coordenação Especial de Participação Popular (COEP) (dois)

Conferência Municipal de Saneamento Ambiental

A Conferência Municipal de Saneamento Ambiental deve ser realizada a cada dois anos para avaliar a situação de saneamento básico e propor diretrizes para a formulação da Política Municipal de Saneamento Ambiental, podendo ser convocada pelo Poder Executivo ou pelo Conselho Municipal de Saneamento Ambiental (Alagoinhas, 2001). A primeira Conferência foi realizada em 2001, a segunda em 2003 e a terceira realizada somente em 2007, sendo as duas últimas Conferências Intersetoriais de Saúde, Saneamento Ambiental e Meio Ambiente. Os entrevistados não souberam responder por que em 2005 a Conferência não foi realizada. Alguns conselheiros participaram da organização e realização da 2ª Conferência Municipal de Saneamento Ambiental e 1ª Conferência Municipal Intersetorial de Saúde, Saneamento Ambiental e Meio Ambiente (CMISSAMA), em julho de 2003.

As conferências são formas eficazes de mobilização, permite a conquista de aliados na sociedade pela luta de resistência ao modelo neoliberal de gestão de serviços, o apoio às políticas democráticas de saneamento ambiental e construção da cidadania no País. Elas podem produzir diagnósticos e subsídios para planos de saneamento ambiental nos níveis diferentes níveis de governo; podem levar à criação de entes locais de regulação, fiscalização e controle social; popularizam o debate sobre o saneamento ambiental; criam e reforçam os laços entre as entidades representativas da área e a sociedade civil; propiciam maior inserção nos meios de comunicação, e contribuem para a própria formação de quadros e revigoramento das entidades (Moraes *et al.*, 2003).

A 1ª CMISSAMA e 2ª Conferência Municipal de Saneamento Ambiental reuniu 120 (cento e vinte) delegados sendo 60 (sessenta) membros dos Conselhos de Saneamento Ambiental, de Saúde e de Meio Ambiente com direito a voz e voto, e 60 (sessenta) representantes de várias entidades e instituições da sociedade civil e do Poder Público, eleitos ou indicados, com direito a voz, além de 250 (duzentos e cinquenta) convidados com direito a voz, propôs diretrizes para as políticas estadual e nacional de saúde, saneamento e meio ambiente, promoveu ampla participação social (objetivos da Conferência - o único objetivo não alcançado foi a avaliação da Política Municipal de Saneamento Ambiental). Houve prestação de contas da gestão do SAAE, e não foi avaliada a implementação das deliberações da 1ª Conferência Municipal de Saneamento Ambiental.

A 2ª CMISSAMA e 3ª Conferência Municipal de Saneamento Ambiental reuniu 200 (duzentos) participantes compreendidos entre delegados, convidados e observadores.

Avaliou a implementação da Política Municipal de Saneamento Ambiental, porém com algumas lacunas: não avaliou a implementação do Plano, as deliberações aprovadas na 1ª CMISSAMA; e não houve prestação de contas da gestão do SAAE. Em ambas as Conferências Intersetoriais não foram aprovadas propostas de ações, programas ou projetos intersetoriais e também não foram realizadas pré-Conferências, conforme previsto na Lei n 1.460/01.

Quadro 2. Avaliação das Conferências

Conferências/Critérios	1ª CMISSAMA	2º CMISSAMA
Eficiência	Alta	Média
Eficácia	Alta	Média
Efetividade	Média	Baixa

Elaboração do Plano Municipal de Saneamento Ambiental

O processo de elaboração do Plano aconteceu no período entre abril de 2003 e setembro de 2004, sendo apreciado pelo CMSA durante o período de novembro de 2004 a abril de 2006. A elaboração foi participativa, de responsabilidade do Grupo Executivo formado por professores, pesquisadores e estudantes da Universidade Federal da Bahia, autoridades e técnicos das Secretarias de Serviços Públicos, Obras e Urbanismo, de Saúde, de Planejamento, Desenvolvimento Econômico e Meio Ambiente, e de Educação da Prefeitura Municipal de Alagoinhas. Mensalmente o Grupo Executivo apresentava, em reunião pública, o andamento do trabalho ao Comitê Consultivo formado por representantes de órgãos do Poder Público Municipal, Estadual e Federal relacionados ao saneamento ambiental e representantes de organizações da Sociedade Civil (Moraes *et al.,* 2004). As reuniões do Comitê Consultivo eram realizadas à medida que o Grupo Executivo elaborava o Plano e proporcionavam o acompanhamento das atividades do Grupo, apreciação e discussão dos diagnósticos, estudos e propostas (PLANO MUNICIPAL DE SANEAMENTO AMBIENTAL, 2004; Moraes e Borja, 2005).

O processo de elaboração contou com ampla participação, sendo que o governo estabeleceu parcerias para financiamento com a Petrobrás e a Fundação AVINA e com a UFBA (coordenação geral), promoveu integração intra e interinstitucional e parcerias com órgãos no âmbito estadual e federal. O governo municipal empregou todo empenho na disponibilidade de recursos humanos e materiais para apoiar todo o processo de elaboração, disponibilizando infraestrutura e logística necessárias à realização das reuniões do Grupo Executivo e do Comitê Consultivo. A realização das reuniões do Comitê Consultivo promoveu a mobilização da sociedade para conhecer, apreciar e discutir os problemas do Município sobre saneamento ambiental, assim como as propostas de realização de investimentos e obras. Contudo, não se conseguiu observar, entre os documentos apreciados, as listas de presença e as atas das reuniões públicas e do Seminário Final do Comitê Consultivo.

O Plano levou 18 meses sendo discutido pelo Conselho Municipal de Saneamento Ambiental, que o aprovou em abril de 2006, sendo encaminhado pelo Prefeito à Câmara de Vereadores em 16 de novembro de 2006, e apreciado, votado e aprovado por unanimidade

em 30 de novembro de 2006, em duas votações. Registre-se que na composição da Câmara, a oposição era maioria, mas esse fato não levou a posicionamentos contrários à aprovação do Plano. O Prefeito sancionou a Lei n. 1.837, do Plano, em dezembro de 2006.

Implementação do Plano Municipal de Saneamento Ambiental

No Plano estão previstas metas imediatas ou emergenciais, de curto, médio prazo e longo prazo para o abastecimento de água, esgotamento sanitário, drenagem de águas pluviais, resíduos sólidos, estudos ambientais e proposta de estruturação de licenciamento ambiental. Entretanto, o governo municipal não instituiu nenhuma instância de gestão e/ou coordenação para o processo de implementação do Plano, ficando as metas e ações a serem implementadas à critério de cada órgão municipal responsável por cada componente do saneamento ambiental. Também não foi criado até dezembro de 2008 o sistema de monitorização para a sua avaliação, previsto no Plano. Entretanto, o Plano orientou a hierarquização das prioridades de investimentos em saneamento ambiental, tendo a Prefeitura realizado algumas obras de abastecimento de água, esgotamento sanitário, drenagem urbana e resíduos sólidos. Embora seja de responsabilidade do Poder Público Municipal e do CMSA a atualização anual e a revisão do Plano, após 2 anos da sua homologação nenhuma iniciativa nesse sentido havia acontecido.

Quadro 3. Avaliação da elaboração e implementação do Plano

Critérios	Elaboração	Implementação
Eficiência	Alta	Baixa
Eficácia	Alta	Baixa
Efetividade	Alta	Não avaliada

Fundo Municipal de Saneamento e Sistema Municipal de Informações em Saneamento
Estes dois instrumentos não haviam sido implementados até dezembro de 2008.

O Conselho Municipal de Saneamento Ambiental de Alagoinhas

O Conselho Municipal de Saneamento Ambiental de Alagoinhas (CMSA) é composto por 15 representantes da sociedade civil (75%) indicados e/ou eleitos por suas entidades e 5 membros (25%) indicados pelo Poder Público. “O Conselho é um órgão colegiado, deliberativo, regulador, fiscalizador de nível estratégico superior do Sistema Municipal de Saneamento Ambiental” (Alagoinhas, 2001, p.13). De acordo com as atas e/ou listas de presença localizadas, durante dois mandatos foram realizadas apenas 20 (vinte) reuniões (o Regimento Interno prevê reuniões mensais). As realizações do CMSA foram a elaboração e aprovação de seu Regimento Interno, e a apreciação e aprovação do Plano Municipal de Saneamento Ambiental.

Os representantes do CMSA entrevistados participaram na sua maioria, das duas gestões do CMSA. Os conselheiros entrevistados relataram várias dificuldades que impediram o funcionamento pleno do CMSA durante os dois mandatos. A **falta de quorum** foi a resposta de maior relevância, (alguns entrevistados destacaram que esse problema não era só do CMSA, existindo também em outros conselhos do Município), o **não conhecimento do**

papel do CMSA foi o segundo maior problema, a **falta de conhecimento técnico e participação de conselheiros em diversos conselhos existentes no Município.** Existiam, na época da pesquisa (30) trinta conselhos instituídos no Município, sendo que apenas 12 (doze) funcionavam regularmente. Na composição dos Conselhos, a Secretaria de Saúde tinha assento em 12 (doze) deles, a Secretaria de Infraestrutura 5 (cinco), a Secretaria de Serviços Públicos 5 (cinco), a Secretaria de Meio Ambiente 8 (oito), o SAAE 3 (três), a UAMA 12 (doze), a UARA 3 (três), o FADES 4 (quatro), a ACIA 3 (três), o SINDAE 1 (um), o CREA 3 (três), o Sindicato dos Trabalhadores em Saúde 2 (dois), e a UNEB 8 (oito). Os conselheiros do CMSA integravam, no mínimo, 2 (dois) Conselhos.

Preocupado com o não funcionamento dos Conselhos, o Prefeito institucionalizou em abril de 2008, via decreto, uma ação para monitorização da atuação dos representantes do governo e articulação entre os órgãos do governo e os órgãos colegiados, sob a responsabilidade da Coordenação Especial de Participação Popular (COEP).

A falta de estrutura e dos meios foram outros dois problemas diagnosticados pelos ex-conselheiros entrevistados, além da necessidade de apoio para deslocamentos para os membros da zona rural. Perez (2004) afirma que é de responsabilidade da autoridade administrativa garantir a infraestrutura e apoio logístico para o funcionamento do conselho.
O CMSA não exerceu a competência de regular e fiscalizar a adequada prestação dos serviços públicos de saneamento ambiental, conforme inciso VI, do artigo 22 da Lei n.1.460/01. Durante o período de duas gestões (set./2002 a set./2006), o CMSA no exercício de suas competências, entre elas a de acompanhar e avaliar a implementação da Política Municipal de Saneamento Ambiental de Alagoinhas apresentou baixa capacidade de funcionamento (baixa eficiência, baixa eficácia e baixa efetividade). Pode-se afirmar que o CMSA funcionou com baixa capacidade de deliberação, sem atuação pró-ativa, sem influenciar propositivamente nas tomadas de decisão do governo municipal.

No processo de apreciação e aprovação do Plano Municipal de Saneamento Ambiental, o CMSA realizou treze reuniões no período de novembro de 2004 a abril de 2006, das quais apenas três atingiram o quorum mínimo; a representação governamental foi quem garantiu a maior presença. O segundo mandato dos membros do CMSA encerrou em setembro de 2006 e não houve outra composição até dezembro de 2008, portanto, não houve o acompanhamento da implementação do Plano pelo CMSA. Na realização da 1ª Conferência Municipal Intersetorial de Saúde, Saneamento Ambiental e Meio Ambiente, alguns conselheiros do CMSA participaram da comissão organizadora, mesa de abertura e coordenação de grupo de trabalho, porém o CMSA não elaborou proposta de regimento interno da Conferência, conforme Lei n.1.460/01. Na realização da 2ª CMISSAMA realizada em julho de 2007, o CMSA estava inativo.

Outros dois instrumentos da Política Municipal de Saneamento Ambiental estão sob a responsabilidade do CMSA, que são o Fundo Municipal de Saneamento Ambiental (FMSA) e o Sistema Municipal de Informações em Saneamento (SMIS). De acordo com a Lei n. 1.460/01, o CMSA tem que aprovar os investimentos para aplicação na área de saneamento ambiental por meio do Fundo Municipal de Saneamento Ambiental. O Sistema

Municipal de Informações tem que subsidiar o CMSA na definição e acompanhamento de indicadores de desempenho dos serviços públicos de saneamento ambiental. A responsabilidade pela implementação do FMSA e SMIS é compartilhada entre o governo municipal e o CMSA. Nenhum dos dois instrumentos foi regulamentado até dezembro de 2008, apesar da 3ª CMISSAMA ter aprovado propostas para regulamentação dos dois instrumentos. O prefeito reconheceu que priorizou a implementação dos outros instrumentos (Conselho, Conferência e Plano), e ressaltou que priorizou recursos para investimentos em saneamento ambiental. A maioria dos ex-conselheiros entrevistados relataram que também não priorizaram a implementação destes instrumentos. A seguir apresenta-se o quadro 4 de avaliação da atuação do CMSA na implementação da Política Municipal de Saneamento Ambiental.

Quadro 4. Atuação do Conselho na implementação da Política

Critérios	COMUSA	Plano	Fundo	SIMS	Regulação, fiscalização e controle
Eficiência	Baixa	Baixa	Não implementado	Não implementado	Nenhuma
Eficácia	Baixa	Baixa	Não implementado	Não implementado	Nenhuma
Efetividade	Baixa	Média	Não implementado	Não implementado	Nenhuma

Os quadros 5, 6 e 7 apresentam a avaliação dos critérios utilizados na metodologia para avaliar a atuação do CMSA nas duas gestões.

Quadro 5. Avaliação dos critérios que contribuem para a eficiência na atuação do CMSA

EFICIÊNCIA	ATUAÇÃO DO CMSA EM DUAS GESTÕES
Relevância	Não teve atuação relevante, apesar de ter apreciado e aprovado o Plano.
Coerência e compatibilidade	Atendeu o estabelecido na Lei sobre a apreciação e aprovação do Plano, mas a atuação deixou a desejar.
Articulação e integração	Houve muito pouca, pontual.
Parcerias	Houveram algumas.
Exequibilidade	Não alcançou.
Participação e controle social	Com muitas limitações.

Quadro6. Avaliação dos critérios que contribuem para a efetividade na atuação do CMSA

EFICÁCIA	ATUAÇÃO DO CMSA EM DUAS GESTÕES
Relevância	Com a apreciação e aprovação do Plano, produziu resultado relevante, porém essa atribuição do CMSA não é a única prevista na Lei n.1.460/2001.
Coerência e compatibilidade	Não foi suficiente.
Articulação e integração institucional	Houve muita pouca, pontual.
Parcerias	Houveram algumas.
Exequibilidade	Não alcançou.
Participação e controle social.	O CMSA não conseguiu desenvolver a maioria das suas atribuições.

Quadro7. Avaliação dos critérios que contribuem para a efetividade na atuação do CMSA

EFETIVIDADE	ATUAÇÃO DO CMSA EM DUAS GESTÕES
Relevância	Como o CMSA teve uma atuação muito limitada e interna, não foi possível avaliar a efetividade.
Coerência e compatibilidade	Não foi possível avaliar.
Articulação e integração institucional	Não foi possível avaliar.
Parcerias	Não foi possível avaliar.
Exequibilidade	Não foi possível avaliar.
Participação e controle social.	Não foi possível avaliar.

Ao final de cada entrevista perguntou-se quais as sugestões que o(a) conselheiro(a) teria para o governo municipal visando contribuir para o fortalecimento do CMSA e quais seriam as necessidades prioritárias dos conselheiros que precisavam ser atendidas para permitir uma atuação plena do CMSA, sendo que algumas respostas e respectiva frequência estão citadas no quadro 8. As respostas representam a opinião de 11 (onze) conselheiros representantes dos segmentos sociedade civil e Poder Público.

Quadro 8. Sugestões dos Conselheiros

Sugestões/necessidades	Frequência relativa %
Capacitação política	54
Sede própria estruturada	36
Apoio para deslocamento	27
O conselheiro ter compromisso	27
Apoio administrativo	27
Ter conhecimento do papel de conselheiro	27
Ter algum(a) articulador(a)	27
Veículo de divulgação	18
Capacitação técnica	9
Câmara técnica do ConCidade	9
Manter o cumprimento do Decreto n. 2.668/08	9
Ter representatividade	9
Governo programar atividade de capacitação na retomada do CMSA	9

Como se pode observar a maior demanda apontada é por capacitação política, compreendida pelos conselheiros como capacitação sobre o papel do conselheiro e sua importância; o apoio para deslocamento foi apresentado como uma necessidade para os representantes da zona rural; o compromisso (com a representatividade) foi uma necessidade levantada tanto para as representações da sociedade civil quanto para as do Poder Público; ter algum (a) articulador (a) refere-se ao papel da Secretaria Executiva, ter conhecimento do papel do conselheiro foi levantado como um critério para indicação de representações de ambos os segmentos; e que o governo municipal fizesse um trabalho junto aos seus representantes ao indicar os novos conselheiros. Uma sugestão visando

fortalecer o seu funcionamento foi a de que o Conselho fosse institucionalizado como Câmara Técnica de Saneamento Ambiental do ConCidade (Conselho da Cidade), preservando as mesmas atribuições; outra sugestão foi que o governo municipal mantivesse em execução o Decreto n. 2.668/08; a necessidade que os representantes de ambos os segmentos tenham representatividade, bem como que o governo realizasse atividade de mobilização com os novos conselheiros da sociedade civil visando sua capacitação em relação à Lei n. 1.460/2001.

4. CONCLUSÃO

O processo instituído em Alagoinhas, inédito no Brasil, de formulação de política municipal de saneamento ambiental em 2001 criou o Sistema Municipal de Saneamento Ambiental com instrumentos de planejamento, transparência (Sistema Municipal de Informações em Saneamento), de garantia de recursos, de mecanismos de participação e controle social visando a universalização dos serviços públicos de saneamento ambiental com prestação eficiente e com qualidade desses serviços. Na pesquisa realizada, foi constatado que o CMSA apresentou dificuldades para funcionar como instância de deliberação, destacando-se como seus únicos resultados a discussão e aprovação do seu regimento interno e a apreciação e aprovação do Plano Municipal de Saneamento Ambiental, avaliados como de baixa eficiência e baixa eficácia.

Os desafios enfrentados pelo CMSA, o levou ao não cumprimento das atribuições estabelecidas na Lei n. 1.460/2001, mesmo com o incentivo e interesse do Poder Executivo em compartilhar o poder entre os segmentos da sociedade civil e Poder Público. Não obstante, a maioria das dificuldades e limitações do CMSA é reconhecida também no funcionamento de alguns conselhos municipais de Alagoinhas, conforme diagnosticado pela Coordenação Especial de Participação Popular-COEP. Algo similar pode ser observado em diversos conselhos das áreas de Saúde, Assistência Social e Defesa dos Direitos da Criança e do Adolescente (Tatagiba, 2002), criados na década de 90, como resultado da pesquisa “Sociedade Civil e Espaços Públicos no Brasil” desenvolvida ao longo dos anos 1999 e 2000 por Dagnino e Tatagiba (2002), que destacam entre outras limitações, a qualificação técnica e política, a representatividade, a fragmentação das políticas, a baixa capacidade propositiva e a fragilidade deliberativa dos conselhos.

Diante dos resultados, constata-se que a hipótese de pesquisa: A proporcionalidade majoritária do segmento sociedade civil na composição do Conselho Municipal de Saneamento Ambiental e o seu caráter deliberativo são suficientes para desenvolver suas atribuições, dentre elas, o acompanhamento da implementação da Política Municipal de Saneamento Ambiental de Alagoinhas, não foi confirmada. Os resultados dessa pesquisa, embora específicos para a experiência estudada, sugerem que outras experiências podem assemelhar-se em alguns aspectos e novas experiências podem evitar alguns procedimentos que não favoreceram para o processo eficiente, eficaz e efetivo de atuação do CMSA, bem como aproveitar aqueles que contribuíram satisfatoriamente. Por outro lado, não se pode deixar de reconhecer a relevância da experiência pesquisada, que, no geral, contribui para o avanço da democracia e para o avanço da área de saneamento ambiental na formação e ampliação da responsabilização social.

A Política Municipal de Saneamento Ambiental de Alagoinhas foi implementada parcialmente e não seguiu os prazos definidos na Lei n. 1.460/2001, alcançando um grau médio de eficiência, e de eficácia e, ainda pode-se deduzir que obteve efetividade parcialmente, pois foram realizadas ações de saneamento ambiental de acordo com as demandas da população, orientações técnicas adequadas e decisões políticas estratégicas baseadas nos princípios e diretrizes da referida Lei. Por fim, salienta-se que os objetivos e os princípios da Lei n. 1.460/2001 nortearam as ações, investimentos e as prioridades do Orçamento Participativo em saneamento ambiental, bem como a gestão dos serviços públicos de saneamento ambiental, em especial à gestão do Serviço Autônomo de Água e Esgoto de Alagoinhas. Segundo Offe (1984), o governo utiliza os resultados a alcançar por meio de ações governamentais como critérios balizadores de avaliação própria do governo e também para tomada de decisões, ou seja, o mais importante são os efeitos. Pôde-se perceber que algumas questões relacionadas às dificuldades e limites de atuação da sociedade civil nos instrumentos de participação e controle social carecem de aprofundamento tais como: os mecanismos de participação e controle social em governos democráticos e populares, profissionalização no segmento sociedade civil, a intersetorialidade entre conselhos.

São também reconhecidas as limitações da pesquisa, mas não poderia ser essa a justificativa para não enfrentá-la, o que deixaria uma lacuna maior. A maior dificuldade encontrada para inferir os critérios de eficiência, eficácia e efetividade foi mensurar o grau alcançado, se maior, menor ou mediano, sendo mais fácil identificar quando nenhum dos critérios foi atendido. Por mais imparcial que a pesquisadora tenha sido, as inferências sofrem influências subjetivas que podem levar a algumas interpretações que não traduz a realidade. Na análise de conteúdo dos discursos dos entrevistados, observou-se a necessidade de se ter uma ausculta de profissionais que atuam com pesquisas similares nos processos de análise de conteúdo de discursos dos entrevistados, visando interpretar, aclarar ou até elucidar alguns comportamentos e/ou reações a determinadas respostas a algumas questões investigativas.

Esta pesquisa deixa algumas questões que podem ser estímulo ao aprofundamento do tema e, talvez, revelar o que não foi possível compreender. Uma questão a ser trabalhada numa nova pesquisa é a redução do intervalo de tempo entre a implementação da política e a avaliação dos processos de implementação, com a realização da avaliação após o quarto ano de implementação e, se possível, repetir após mais quatro anos, levando em consideração a realização de um pré-teste das entrevistas. Sugere-se ainda que seja analisada a possibilidade de Universidades inserirem nos currículos de seus cursos de mestrado, componentes curriculares voltados para avaliação de políticas públicas como forma de incentivar e ampliar o debate sobre metodologias de avaliação de políticas públicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alagoinhas (2001). Lei 1.460/01. Dispõe sobre a Política Municipal de Saneamento Ambiental de alagoinhas, seus instrumentos, e dá providências.

Belloni, Isaura; Magalhães, Heitor de; Sousa, Luiza Costa de (2007). *Metodologia de Avaliação em Políticas Públicas*. Cortez, São Paulo.

Costa, André Monteiro (2003). *Avaliação da Política Nacional de Saneamento, Brasil – 1996/2000*. Tese (Doutorado em Saúde Pública) - Escola Nacional de Saúde Pública, Fundação Oswaldo Cruz, Recife.

Dagnino, Evelina (org.) (2002). *Sociedade Civil e Espaços Públicos no Brasil*. Terra e Paz, São Paulo.

Heller, Léo; Castro, José Esteban (2007). Política Pública de Saneamento: apontamentos teórico-conceituais. *Revista Engenharia Sanitária Ambiental*, (jul/set), p.284-295.

Moraes, Luiz Santos Roberto; Borja, Patrícia Campos (2005). *Política e Plano Municipal de Saneamento Ambiental*. Experiências e recomendações. OPAS; Ministério das Cidades, Brasília.

Moraes, Luiz Roberto Santos; Reis, Maria das Graças de Castro; Araújo, Claudine Telles de; Santos, Marco Antônio Felipe; Lima, Dailson Ramalho (2004). Plano Municipal de Saneamento Ambiental de Alagoinhas (2004): Metodologia e Elaboração. In *Anais da 8ª Exposição de Experiência Municipais de Saneamento.* Caxias do Sul. CD-ROM.

Moraes, Luz Roberto Santos; Melo, Glenda Barbosa de; Reis, Maria das Graças de Castro (2003). Formulação da Política de Saneamento Ambiental de Alagoinhas-Bahia a partir de Conferência Municipal como Instrumento e Participação e Controle social: Exemplo para a Formulação de Políticas Estadual e Nacional de Saneamento. In *Anais 22º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*, Joinville. CD-ROM.

Offe, Claus (1984). *Problemas Estruturais do Estado Capitalista*. Tradução de Bárbara Freitag. Tempo Brasileiro, Rio de Janeiro.

Perez, Marcos Augusto (2004). *A administração pública democrática: institutos de participação popular na Administração Pública*. Fórum, Belo Horizonte.

Prefeitura Municipal de Alagoinhas; Universidade Federal da Bahia (2004). Plano Municipal de Saneamento Ambiental de Alagoinhas. Salvador. CD-ROM.

Tatagiba, Luciana (2002). Os Conselhos Gestores e a Democratização das Políticas. In *Sociedade Civil e Espaços* Dagnino, Evelina (Org.). Paz e Terra, São Paulo.

AVALIAÇÃO DA REMOÇÃO DE COMPOSTOS FARMACOLÓGICOS UTILIZANDO FILTROS DE CARVÃO BIOLOGICAMENTE ATIVADOS EM ESCALA DE LABORATÓRIO

Rívea M. BORGES (1); Eliane M. MARQUES (2); Alessandro MINILLO (3); William D. ISIQUE (4); Heloiza F. A. PRADO (5); Eliana G.M. LEMOS (6); Edson P. TANGERINO (7)

1 - Bióloga, Universidade Estadual Paulista, Campus de Ilha Solteira, Ilha Solteira, São Paulo, Brasil. e-mail: rivea_borges@hotmail.com

2 - Bióloga, Universidade Estadual Paulista, Campus de Ilha Solteira, Ilha Solteira, São Paulo, Brasil. e-mail: elianemelo_marques@hotmail.com

3 - Oceanólogo, Doutor, Universidade Estadual Paulista, Campus de Ilha Solteira, Ilha Solteira, São Paulo, Brasil. e-mail: alminillo@yahoo.com.br

4 - Biólogo, Doutor, Universidade Estadual Paulista, Campus de Ilha Solteira, Ilha Solteira, São Paulo, Brasil. e-mail: wisique@bol.com.br

5 - Bióloga, Doutora, Universidade Estadual Paulista, Campus de Ilha Solteira, Ilha Solteira, São Paulo – Brasil. e-mail: heloiza@agr.feis.unesp.br

6 - Bióloga, Doutora, Universidade Estadual Paulista, Estado de São Paulo, Campus de Jaboticabal, Jaboticabal, São Paulo, Brasil. e-mail: egerle@fcav.unesp.br

7 - Engenheiro Civil, Doutor, Universidade Estadual Paulista, Campus de Ilha Solteira, Ilha Solteira, São Paulo – Brasil. e-mail: edtang@dec.feis.unesp.br

RESUMO

A contaminação por compostos farmacêuticos nos ambientes aquáticos e sua difícil remoção no tratamento convencional de água representam um desafio às companhias saneamento. Diante desse cenário, esforços têm sido direcionados na busca de novas tecnologias para remoção destes contaminantes ambientais, resguardando a qualidade destas águas destinadas ao consumo humano. Dentre estas propostas, o uso de filtros de carvão ativados biologicamente (CAB) representa uma medida promissora, visto a capacidade de microrganismos associados no biofilme destes filtros em metabolizarem diferentes micropoluentes presentes na água. Considerando estes aspectos, o presente estudo avaliou remoção de um grupo de fármacos freqüentemente encontrados em amostras ambientais em filtros CAB em condições de laboratório. Os resultados obtidos demonstram a remoção dos fármacos e a contribuição do processo de biodegradação para a remoção e prolongamento do tempo de vida do leito filtrante do CAB, além da

possibilidade de isolar microrganismos específicos ou consórcios microbianos adaptados em remover os compostos farmacêuticos, a partir de águas residuais ou água potável.

Palavras-chave: Filtros de carvão biologicamente ativados, Biodegradação, Fármacos

INTRODUÇÃO

A freqüente presença de compostos farmacêuticos em mananciais superficiais nos grandes centros urbanos tem despertado a apreensão da comunidade científica mundial nas últimas décadas. O surgimento desses compostos no ambiente natural advém principalmente a partir do lançamento via efluentes municipais nos corpos receptores das águas servidas, ou pelo efluente de indústrias que os utilizam em suas atividades. Outra fonte contaminação são as descargas difusas de origem urbana e agrícola. (Reis Filho *et. al*., 2007).

Os fármacos são compostos produzidos com o propósito terapêutico, entrentanto após administrado, 50 a 90% de uma dosagem farmacêutica são excretadas na forma inalterada e encaminhadas ao esgoto doméstico (Mulroy, 2001). Os fármacos para que apresentem eficácia terapêutica são desenvolvidos para serem persistentes de forma a manterem suas propriedades químicas; a grande maioria possui características lipofílicas e freqüentemente apresentam baixa biodegrabilidade. Estas propriedades intrínsecas fazem com que esses compostos farmacológicos sejam resistentes às modernas tecnologias adotadas nas Estações de Tratamento de Esgoto (ETE), e inevitavelmente aportem aos corpos hídricos (Ghiselle, 2006).

Nas águas naturais, essas moléculas biologicamente ativas podem bio-acumular, persistir e/ou reagir sinergeticamente entre si, afetando a saúde e o funcionamento do ecossistema. De acordo com Ponezi *et. al.* (2006) o comportamento e destino de fármacos e seus metabólitos no ambiente aquático ainda não é bem conhecido, porém seus efeitos podem ser manifestados e detectados em qualquer nível de hierarquia biológica, de células à ecossistema. Esta situação configura um risco potencial de exposição à saúde humana, pois em média mais de 70% da água dos corpos receptores de águas servidas são utilizadas como fonte de água potável.

A presença de fármacos em águas aduzidas para as Estações de Tratamento de Água (ETA) representa atualmente um desafio, pois os processos utilizados nos sistemas convencionais de tratamento de água não garantem a remoção de uma série de micropoluentes, especialmente os fármacos (Jones *et al*., 2005). Neste contexto, novas tecnologias em desenvolvimento e readequação daquelas pré-existentes no tratamento de água têm sido apresentadas, a exemplo destaca-se o uso de filtros lentos de carvão biologicamente ativados. O uso destes filtros biológicos, em complemento aos métodos convencionais de tratamento de água, tem demonstrado ser promissor na remoção de fármacos em águas naturais, em razão de a degradação biológica poder atuar no processo de eliminação destas substâncias (Bundy *et al.*, 2007).

No filtro de carvão ativado biologicamente (CAB) dois processos simultâneos atuam na remoção dos fármacos: a adsorção pelo carvão ativado e a degradação dos compostos orgânicos através da ação dos microrganismos (Sobecka *et al*., 2006). O processo de biodegradação aumenta a capacidade adsortiva do carvão ativado; possibilita o prolongamento do tempo de uso dos filtros, diminuindo a necessidade de regeneração periódica do carvão no leito filtrante; minimiza as chances de transpasse dos compostos adsorvidos e a flutuação da qualidade da água tratada; e reduz a formação de subprodutos da desinfecção e a demanda de cloro na água tratada, em razão do maior consumo da matéria orgânica presente na água bruta (Simpson, 2008).

Considerando a degradação de fármacos como um fator importante para a manutenção da qualidade da água potável e o carvão ativado granular como um ambiente propício para a fixação e crescimento de microrganismos com potencial de degradarem estes compostos, o uso de filtros biológicos de carvão em ETAs no Brasil representa uma tecnologia de extrema importância e em desenvolvimento em razão da freqüente contaminação dos mananciais de abastecimentos por estes compostos xenobióticos.

OBJETIVO

O presente estudo teve como objetivo avaliar a remoção de um grupo de compostos farmacêuticos freqüentemente encontrados em amostras ambientais utilizando filtros biológicos de carvão. Em complemento, foi realizada a caracterização filogenética dos microrganismos presentes nos filtros CAB utilizando métodos de seqüenciamento do gene 16S rRNA do DNA genômico, objetivando o conhecimento da diversidade de microrganismos potencialmente exploráveis nos processos biotecnológicos para a biodegradação de substâncias farmacológicas.

MATERIAL E METODOS

Todos os ensaios deste estudo envolvendo a remoção, isolamento de microrganismo e análise dos fármacos na água, foram realizados no Laboratório de Saneamento do

Departamento de Engenharia Civil da UNESP, Campus de Ilha Solteira. As análises genotípicas dos microrganismos associados à biodegradação dos fármacos foram efetuadas no Laboratório de Bioquímica de Plantas e Microorganismos da Faculdade de Ciências Agrárias e Veterinárias da UNESP, Campus de Jaboticabal.

Preparação da água do estudo com fármacos

Para o experimento, foi utilizada água natural, coletada no reservatório no Bairro Ipê, próximo ao município de Ilha Solteira (SP), a qual foi filtrada em filtro de celulose (1,0 µm), esterilizada (120 ^{0}C – 15 min), recebendo posteriormente a adição dos compostos farmacológicos. Para o ensaio 1 foram utilizados um grupo de antiinflamatórios, constituído pelo diclofenaco de sódio (0,50 µg/mL), ibuprofeno (0,50 µg/mL), naproxeno (0,50 µg/mL), e um antibiótico, este representado pela amoxicilina (0,50 µg/mL). No ensaio 2 à água de estudo foi adicionado quatro antibióticos, sendo eles, cefalexina (0,50 µg/L), ciprofloxacina (0,50 µg/L), ampicilina (0,50 µg/L) e amoxicilina (0,50 µg/L). As concentrações utilizadas reproduzem valores que podem ser encontrados em águas superficiais segundo os autores Ghiselle, 2006 e Bila & Dezotti, 2003.

Preparação dos filtros de carvão biologicamente ativados

Para os ensaios de remoção de fármacos em escala de laboratório, os filtros de carvão biologicamente ativados (CAB) foram confeccionados utilizando colunas de vidro (borosilicato) de 10 cm, com diâmetro interno de 1,2 cm, preenchidos por 3 cm de uma camada de carvão ativado granular virgem de fibra de casca de coco, aproximadamente 3,5 gramas (peso úmido). A atividade biológica nesses filtros foi induzida, por meio da sua exposição com a água coletada do reservatório do Bairro Ipê, sem esterilização, contendo matéria orgânica natural (MON), por um período de cinco meses, o qual promoveu as condições ideais para a colonização por microorganismos nos filtros. Para o controle, foram utilizados filtros semelhantes, os quais receberam a água de estudo com adição de 4mg/L azida de sódio (6 mM), de modo a inibir qualquer atividade metabólica dos microorganismos nos filtros.

Delineamento do ensaio de remoção de fármacos em filtros CAB em laboratório

No ensaio 1, objetivando avaliar os efeitos de remoção (bioadsorção e biodegradação) dos fármacos em questão, foi utilizado 4 filtros CAB, os quais foram expostos a água de estudo com os fármacos apresentados anteriormente (secção 2.1). Todos os ensaios foram realizados no escuro, a 25 ±2ºC, onde a água foi bombeada para os filtros em fluxo contínuo por uma bomba peristáltica, com vazão 0,3mL/ml, e o tempo de detenção hidráulica nos filtros de 8 minutos. O controle desse ensaio constituiu-se de 4 filtros de carvão ativado

granular (CAG) mantidos nas mesmas condições experimentais apresentadas (figura 1), que recebeu água de estudo com azida sódica. Esse ensaio teve duração de 6 meses, sendo recolhidas amostras (200 mL) dos efluentes semanalmente para quantificação dos fármacos.

Para o ensaio 2, foram utilizados 3 filtros CAB, em duplicata, os quais foram expostos a uma água de estudo apresentada anteriormente, nas mesmas condições experimentais que o ensaio 1. O controle desse ensaio foi constituído por 3 filtros de carvão granular ativado (CAG), em duplicata, mantidos com a adição de uma solução de azida de sódio (4 mg/L). Este ensaio teve a duração de 5 meses, sendo recolhidas amostras (100 mL) dos efluentes semanalmente para quantificação dos antibióticos. Foram monitorados os níveis de fármacos da água de estudo (afluente) e dos efluentes durante do ensaio com filtros CAB,.

Métodos de extração e quantificação dos fármacos

As determinações dos fármacos, utilizado no estudo (água de estudo e amostras recolhidas dos ensaios) foram realizadas em um cromatógrafo líquido de alta eficiência (Shimadzu), equipado com detector "Photodiode Array" (SPD-M20A), duas bombas de alta pressão (LC-20AT e LC 20AD), em coluna de fase reversa C-18 (modelo Shim-pack), com 4,6 x 250 mm e diâmetro de partícula de 5 µm, segundo Nebot *et al.* (2007), com adaptações. A fase móvel foi constituída por metanol e água acidificada com 0,1% (v/v) de ácido trifluoracético (TFA). O fluxo utilizado foi de 1 mL/min e um tempo de corrida de 18 minutos para cada amostra analisada, em triplicata. Os fármacos foram identificados por meio do seu tempo de retenção e características de seu espectro UV, juntamente com auxilio de padrões comerciais externos de calibração, com 99 % de pureza.

Isolamento e caracterização filogenética dos microrganismos nos filtros CAB

Os microrganismos presentes nos filtros CAB foram submetidos ao processo de isolamento e caracterização filogenética, por meio da retirada de um volume (1 mL) de amostra na superfície e interior dos filtros CAB. O material recolhido foi homogeneizado, sendo retirada uma alíquota (200 µL), que foi transferido para placas de Petri contendo meio de cultura, composto por extrato de carne (3 g L^{-1}), peptona (5 g L^{-1}) e agar (15 g L^{-1}). O líquido foi distribuído com o auxílio de alça de Drigalski e as placas foram incubadas a 25 ± 2^0C, no escuro. As colônias isoladas foram obtidas por meio de sucessivos plaqueamentos por esgotamento em estrias. As colônias isoladas foram transferidas para tubos de ensaio, mantidos inclinados, contendo o meio de cultura. Essas colônias foram mantidas em refrigeração a 5 ^{0}C. Para cada colônia isolada foram observadas características morfológicas, coloração diferencial de Gram, e verificação da formação de esporos utilizando corante verde de malaquita, de modo a obter informações dos possíveis grupos microbianos presentes nos filtros, sendo posteriormente realizadas produções massivas de cada isolado, obtido para extração do DNA, para sua identificação filogenética.

Extração de DNA dos isolados e amplificação do gene 16S rRNA

A extração do DNA dos isolados foi realizada utilizando o *Kit FastDNA® SPIN Kit for Soil* (BIO 101-Quantum Biotechnologies), seguindo as instruções do fabricante. O material genético foi usado na amplificação, por PCR, do gene 16S rRNA. Na reação foram utilizados os oligonucleotídeos iniciadores fD1 (posição 8 – 27) e rD1 (posição 1524 - 1540) do gene 16S rRNA em *Escherichia coli* estirpe K12, de acordo com Weisburg et al. (1991) e as condições acrescidas de modificações: Tampão PCR 1X [20 mM Tris-HCl (pH 8,4), 50mM KCl], 200 μM de cada dntp, 2 mM de $MgCl_2$, 1,25 U de Taq Polimerase, 5 pmols de cada iniciador, 35 ng de DNA e água ultra pura completando o volume final de 50 μL na reação. Para isso, foi o utilizado um termociclador (MJ Research Inc., modelo PTC – 200) ajustado com programação de: 94ºC por 2 min, 35 ciclos a 94°C por 30 seg, 55°C por 50 seg, 72°C por 2 min e 72°C por 5 min. Os *amplicons* gerados foram confirmados por eletroforese em gel de agarose 1% contendo 0,5 mg mL^{-1} de brometo de etídeo, tampão TBE (Tris 89 mM; Ácido Bórico 89 mM e EDTA 2.5 mM, pH 8,3) e visualizado em um fotodocumentador (Gel Doc 1000) com luz UV (Bio Rad, USA). Os produtos de PCR do gene 16S rRNA foram seqüenciados usando 0,5 μL de DYEnamic ET Terminator Cycle Sequencing Kit (GE Healthcare); 5 pmols do oligonucleotídeo iniciador fd1; 150 ng de DNA em um volume final de 10 μL. As condições no termociclador foram: 2 min a 95ºC, 40 ciclos de 95°C por 30 seg, 55ºC por 15 seg, 60ºC por 2 min. Os *amplicons* foram seqüenciados em um seqüenciador de capilar modelo ABI 3700 (Applied Biosystems, Foster City, CA, USA).

Análises das seqüências

As seqüências foram analisadas com o auxílio do programa *Sequencing Analysis* 3.4 e pelo programa Phred/Phrap (Ewing et al.,1998; Ewing e Green, 1998) e comparadas com o banco de dados de genes ribossomais *Ribosomal Database Project II* (RDP II), através do programa *Classifier*. Em seguida, estas foram alinhadas usando o programa ClustalX 1.83 (Thompson et al.,1997). Todas as seqüências do gene 16S rRNA obtidas neste estudo foram cadastradas no Banco Internacional de Genes (*GenBank*) e encontram-se disponíveis com os números de acesso FJ848773 à FJ848782.

Tratamento estatístico dos dados obtidos

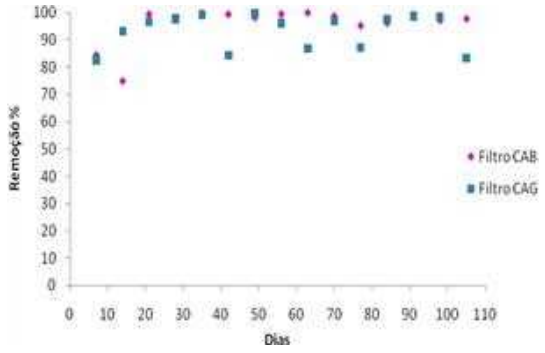
Os dados obtidos no estudo foram submetidos à análise estatística com o teste de Tukey ($p<0,05$) utilizando o *software SPSS*.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

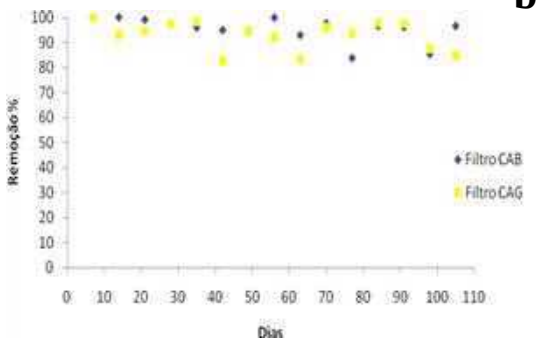
Remoção de fármacos nos filtros biológicos de carvão

Os resultados exibiram a remoção dos fármacos no efluente dos filtros CAB durante todo o período avaliado, sendo os valores registrados próximos aos encontrados no efluente dos filtros CAG. Os filtros colonizados, em ambos os ensaios, apresentaram em média um maior percentual de remoção em relação aos filtros não colonizados, porém não foi verificada uma diferença significativa ($p<0,05$) na remoção dos fármacos entre os filtros testados. Contudo, a maior remoção nos filtros CAB demonstra a contribuição do processo de biodegradação para remoção de fármacos. Os filtros CAB mostraram baixa flutuação na qualidade da água tratada, com residual no efluente dos filtros menores que 0,5µg/L, apesar da oscilação da concentração destes na água bruta ao longo das semanas no ensaio 1 (Figura 1). A alteração na concentração dos compostos no afluente leva ao transpasse dos fármacos adsorvidos para o efluente, entretanto o consumo das substâncias adsorvidas pelos microrganismos minimiza a possibilidade de transpasse (Simpson, 2008).

a



b



c

d

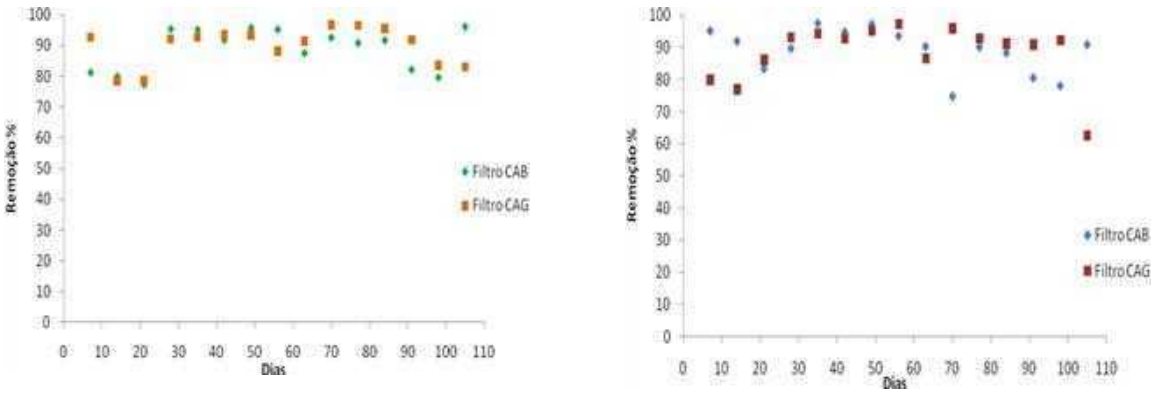
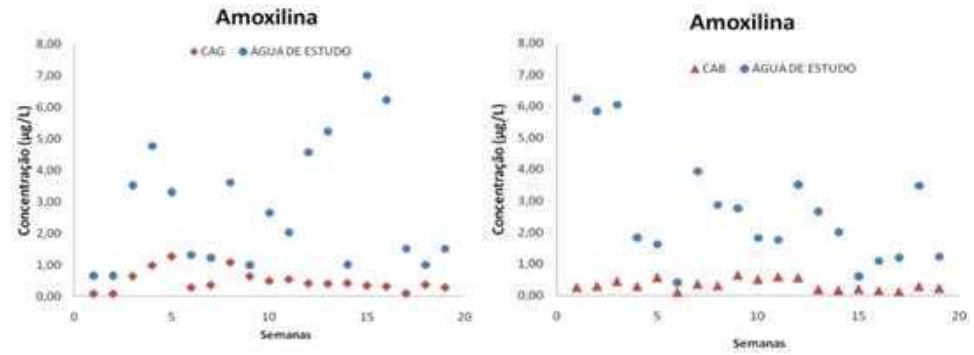


Figura 1. Valores quantificados nas amostras afluentes (Água de Estudo) e efluentes dos filtros CAG (1) e CAB (2). (a)Amoxilina (b) Naproxeno (c) Diclofenaco (d) Ibuprofeno

Pode-se constatar uma redução gradativa temporal nos percentuais de remoção no ensaio 2 (Figura 2). O declínio temporal na remoção dos fármacos entre os filtros CAB e CAG, provavelmente pode estar associada à presença da matéria orgânica natural (MON) na água de estudo, refletindo diretamente no decréscimo da remoção dos fármacos entre os filtros testados. Alguns autores apontam a redução na capacidade de adsorção do carvão para fármacos decorrente do efeito competitivo dos compostos com a MON na água e também a matéria orgânica pré-adsorvida no carvão ativado (Simpson, 2008). Considerando que a água utilizada no estudo continha juntamente com os fármacos outros componentes orgânicos (MON), é provável que tenha ocorrido uma competição entre os fármacos e a MON pelos sítios de adsorção do carvão, o que resultou na redução gradativa na capacidade adsortiva do carvão. Entretanto a presença de microrganismos contribui para a remoção da MON diminuindo a competição com os fármacos, elevando ligeiramente a eficiência dos filtros CAB.



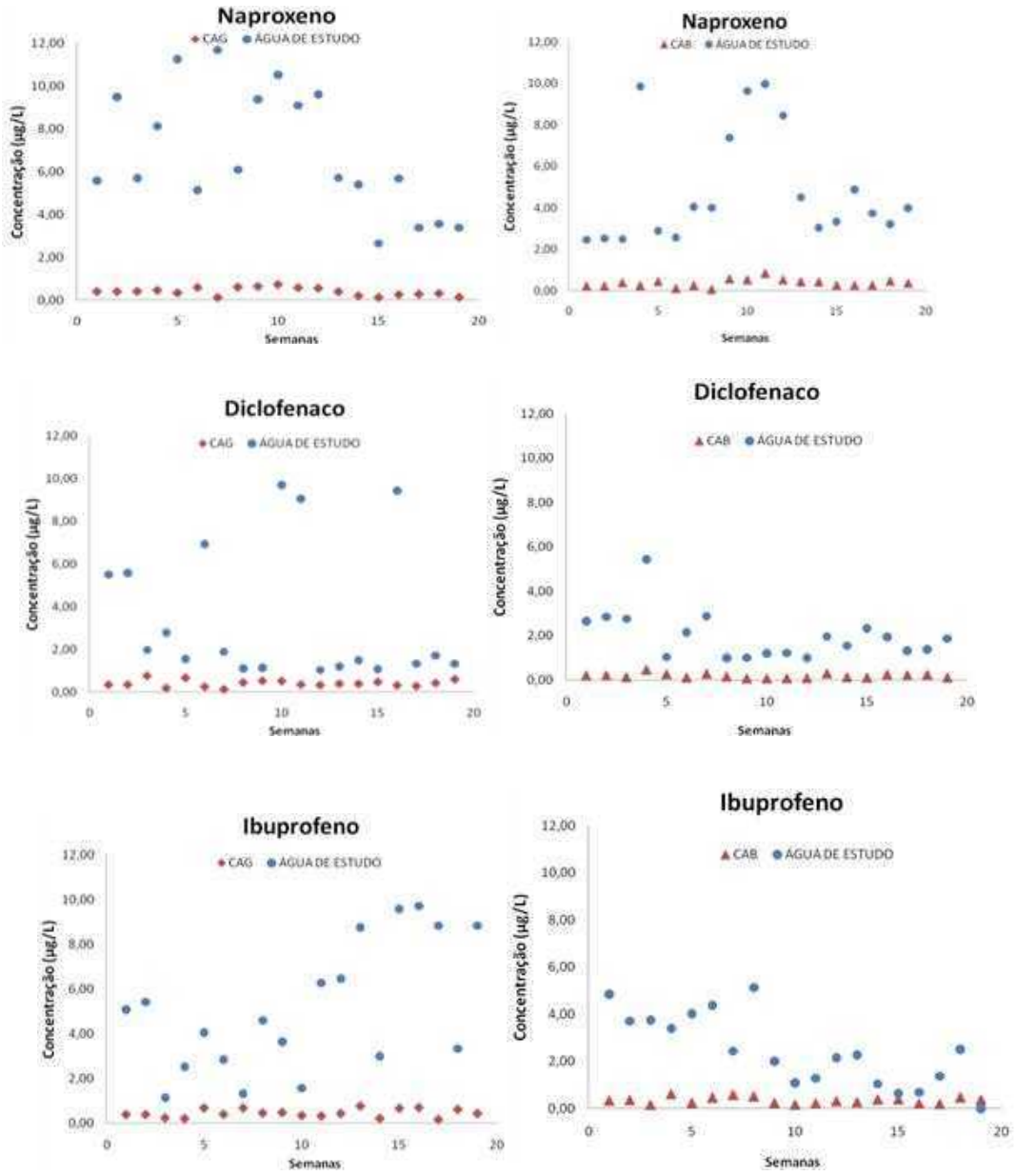


Figura 2. Percentual de remoção entre os filtros CAB e CAG testados durante o ensaio 2.

Microorganismos isolados dos filtros CAB

A partir do material recolhido dos filtros CAB, foi possível verificar a presença de 8 diferentes colônias bacterianas que resistiram a ação dos antibióticos estudados. Estas formas coloniais apresentaram características variadas quanto à cor, tonalidade, e arranjo estrutural entre estas. As características morfológicas mostraram o predomínio de estruturas esféricas ou cocóides (*cocos*); e o teste de coloração de Gram entre os microorganismos encontrados mostraram o domínio de bactérias Gram positivas.

Resultados da Amplificação por PCR da região 16S rDNA e seqüenciamento

A partir dos 8 isolados bacterianos em que foi possível a obtenção a presença do fragmento de DNA 16S rDNA, foi realizada a comparação das seqüências de bases para identificação filogéntica. De acordo com a proposta do Manual *Bergey´s Trust*, foi possível reportar a presença de 1 filo (Proteobacteria), 2 classes (Beta e Gammaproteobacteria), distribuídas em 4 gêneros (*Pseudomonas, Pseudomonadaceae, Acinetobacter e Gammaproteobacterium*) distintos, os quais o gênero *Pseudomonas* apresentou domínio das (Tabela 2).

Com base nos resultados, pode-se verificar que o gênero *Pseudomonas* foi aquele que apresentou maior freqüência nas amostras. Este resultado corrobora com amplo espectro de compostos orgânicos e sintéticos que podem ser metabolizados por esse gênero de bactéria. Segundo Smith et al. (1990) este gênero sob condições aeróbicas, também apresenta a habilidade em utilizar uma diversidade de compostos recalcitrantes como fontes de energia e carbono. A versatilidade do gênero *Pseudomonas* em crescer e metabolizar diferentes compostos orgânicos o torna amplamente descrito na literatura, especialmente quanto ao seu uso no tratamento de esgoto (Khan et al., 2006). Este mesmo gênero de bactéria é descrito em razão de sua ampla capacidade em utilizar uma variedade de substratos orgânicos, como fonte de carbono, além da excepcional habilidade de colonizar nichos ecológicos diversos, nas quais a oferta de nutrientes é limitada. A capacidade das *Pseudomonas* em sobreviver por longos períodos em ambientes úmidos variados contribuem para as suas características ubiquitárias (Khan et al, *op. cit.*).

Um estudo recente realizado por Minillo *et al.* (2009) apontou a capacidade de microrganismos formadores do biofilme em filtros biológicos de carvão em biodegradarem compostos farmacológicos, os quais integram um dos grupos (antibióticos) avaliados no presente estudo. Segundo estes autores bactérias gram-negativas, estas representadas, principalmente pelo gênero *Pseudomonas,* promoveram a depleção de três compostos farmacológicos (cefalexina, diclofenaco de sódio e paracetamol).

Tabela 2. Informações sobre o sequenciamento e cadastramento da sequencias dos gene *16S rRNA* dos isolados.

Isolados	Acesso ao *GenBank*	Similaridade (organismo)	% similaridade
1	GQ128366.1	*Pseudomonas sp.*	98%
2	GQ128367.1	*Pseudomonas sp.*	99%
3	GQ128368.1	*Pseudomonas sp.*	99%
4	GQ128369.1	*Pseudomonas sp.*	97%
5	GQ128370.1	*Gamma proteobacterium*	94%
6	*GQ128371.1*	*Pseudomonas sp.*	99%
7	*GQ128372.1*	*Acinetobacter sp.*	99%
8	*GQ128373.1*	*Pseudomonadaceae bacterium*	96%

Fonte: Dados disponíveis no Banco internacional de seqüências (NCBI)

A presença de fármacos no meio ambiente representa um risco, pouco pesquisada no país, associada a esta questão encontra-se uma normatização sanitária incipiente que regula a sua presença em águas destinadas ao consumo humano. No que tange ao tratamento da água, a possibilidade de uso de isolar microrganismos específicos ou consórcios microbianos adaptados em remover os compostos farmacêuticos, a partir de águas residuais ou água potável, pode representar uma medida considerável para o controle e remoção destas substâncias, possibilitando aumento na qualidade do tratamento da água. Desta forma, são necessários novos estudos envolvendo processos não convencionais para o tratamento de água contendo fármacos (e.g., uso de filtros biológicos de carvão) combinados aos processos convencionas já em operação nas Estações de Tratamento de Água (ETAs) para aumentar a eficiência na remoção dos mesmos.

Os resultados obtidos demonstraram que houve a remoção dos fármacos testados em ambos os conjuntos de filtros testados, sendo estas maiores nos filtros de carvão com atividade biológica. Os microrganismos presentes nos filtros CAB promoveram um possível efeito complementar na remoção destes compostos, esta decorrente provavelmente da biodegradação destes compostos. Este estudo evidencia a capacidade dos microrganismos associados ao biofilme nos filtros CAB em utilizarem fármacos como uma fonte extra de carbono para manterem seu metabolismo microbiano. O uso de filtros de carvão ativados biologicamente pode representar uma alternativa complementar nas ETAs, para remoção desses compostos indesejáveis, assegurando uma melhor qualidade da água potável. Trabalhos realizados por López *et al*. (2000, 2005) relatam sobre potencialidade no uso de

microrganismos capazes de metabolizar uma grande diversidade de compostos xenobióticos (e.g., pesticidas) presentes no solo e água como fontes de carbono.

A possibilidade de seleção de linhagens específicas de bactérias capazes de metabolizar uma série de compostos exógenos presentes no ambiente (López *et al*., 2005), e o uso destes microrganismos como inóculos em filtros biológicos de carvão pode representa uma medida operacional a ser utilizada em ETAs para águas contaminadas por compostos farmacológicos. Desta forma, a eficiente de remoção de fármacos utilizando os biofiltros de carvão pode representar uma proposta promissora no processo de tratamento de água, principalmente quando houver uma compreensão aprofundada da ecologia microbiana "in situ" sobre estes compostos em degradação e as condições adequadas para a biodegradação puderem ser identificadas e impostas sobre os filtros biológicos de carvão.

CONCLUSÕES

Sobre as condições empregadas no presente estudo, verificou-se que filtração biológica foi um fator que favoreceu o efetivo processo de remoção dos fármacos. Os níveis de remoção do carbono orgânico dissolvido por estes filtros biológicos demonstraram um desempenho considerável sobre este parâmetro. O sucesso dos microrganismos presentes no leito filtrante dos filtros biológicos de carvão em permanecerem nas condições semi-naturais e degradarem as concentrações de fármacos promovem um encorajamento para o uso destas bactérias para amplas aplicações de biotecnologia. Como uma opção do tratamento de água, a inoculação com populações de bactérias com melhor desempenho poderia promover uma rápida degradação inicial dos fármacos, diminuindo a fase de aclimatação e permitindo que a água bruta retorne para o abastecimento mais rapidamente. A completa degradação dos compostos farmacológicos por bactérias presentes no biofilme dos filtros biológicos de carvão demonstra a efetividade de uma infra-estrutura tecnologia barata o qual o mecanismo de custo efetivo resguarda uma distribuição de água potável sem riscos.

Futuros estudos devem elucidar os genes envolvidos na síntese de enzimas produzidas pelas bactérias presentes nos filtros biológicos avaliados, possibilitando estabelecer a trajetória encarregada de degradação destes farmacêuticos. A análise no seqüenciamento dos genes dos isolados bacterianos obtidos no presente estudo pode confirmar de forma precisa, a presença dos genes que manifestam potencial em degradação efetiva de fármacos. Conjuntamente, a possibilidade de isolamento e uso das linhagens das bactérias com potencial em degradarem estes compostos, representa uma base tecnológica a ser consolidada em trabalhos direcionados no uso destes microrganismos no tratamento biológico de águas contaminadas por resíduos farmacológicos. As investigações incluem a aplicabilidade das espécies de larga escala de uso no tratamento de água, principalmente quando as condições adequadas para a biodegradação puderem ser identificadas, e impostas sobre os filtros biológicos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BILA, D. M.; DEZOTTI, M. Fármacos no Meio Ambiente. *Química Nova*, 26 (4): 523-530, 2003.

BUNDY, M.M.; DOUCETTE, W.J.; MCNEILL, L. & ERICSON, J.F. Removal of pharmaceuticals and related compounds by a bench-scale drinking water treatment system. Journal of Water Supply: Research and Technology—AQUA, 56 (02): 105–115, 2007.

GHISELLI, G. Avaliação da qualidade das águas destinadas ao abastecimento público na região de Campinas: ocorrência e determinação dos interferentes endócrinos (IE) e produtos farmacêuticos e de higiene pessoal (PFHP). Tese de Doutorado, Universidade Estadual de Campinas, Instituto de Química, Campinas, SP, [s.n], 2006.

JONES, O.A.; LESTER, J.N.; VOULVOULIS, N. Pharmaceuticals: a treat to drinking water? *Trends in Biotechnology*, 23(4): 163 – 167, 2005.

KHAN, S.A.; HAMAYUN, M.; AHMED, S.. Degradation of 4-aminophenol by newly isolated *Pseudomonas* sp. strain ST-4. *Enzyme and Microbial Technology,* 38: 10–13, 2006.

LÓPEZ, L.; POZO, C.; GOMEZ, M.A.; CALVO, C.; GONZÁLEZ-LÓPEZ, J.. Studies *on the effects of the insecticide aldrin on aquatic microbial populations*. International *Biodeterioration & Biodegradation* 50: 83 – 87, 2000.

LÓPEZ, L.; POZO, C.; RODELAS, B.; CALVO, C.; JUÁREZ, B.; MARTÍNEZ-TOLEDO, M.V.; & GONZÁLEZ-LÓPEZ, J.. Identification of bacteria isolated from an oligotrophic lake. *Ecotoxicology*, 14, 299–312, 2005.

MINILLO, A. ; ISIQUE, W.D ; PRADO, H.F.A.; TANGERINO, E. P. T.. Biodegradação de fármacos na água por microrganismos associados em filtros biológicos de carvão. *Revista DAE*, 179: 42-49, 2009.

MULROY, A. When the cure is the problem: antibiotic contamination of surface water and groundwater may be promoting the development of drug resistant pathogens. *Water Environment &Technology*. 13: 31–36, 2001.

NEBOT, C; GIBB, S.W; BOYD, K.G. Quantification of human pharmaceuticals in water samples by high performance liquid chromatography–tandem mass spectrometry. *Analytica Chimica Acta*, 598: 87–94, 2007.

PONEZI, A.N., DUARTE, M.C.T., CLAUDINO, M.C., Fármacos em matrizes ambientais – revisão, Centro Pluridisciplinar de Pesquisas Químicas, Biológicas e Agrícolas (CPQBAUNICAMP), 2006.

REIS FILHO, R. W.; BARREIRO, J. C.; VIEIRA, E. M.; CASS, Q. B. Fármacos, ETE`s e corpos hídricos. *Revista Ambi-Água*, Taubaté, 2 (3), 54-61, 2007.

SIMPSON, D.R. Biofilm processes in biologically active carbon water purification. *Water research*, 42: 2839-2848, 2008.

SMITH, G.B.; DEZENYG, C.; DOUGLASA, W.. Stability and kinetics of degradation of imipenem in aqueous solution. *Journal of Pharmaceutical Sciences*, 79, 732-740, 1990.

SOBECKA, S. B.; TOMASZEWSKA, M.; JANUS, M.; MORAWSKI, A. W. Biological activation of carbon filters. Water Res., v. 40, n. 2, p. 355-363, 2006.

AVALIAÇÃO DA REMOÇÃO DE COMPOSTOS NITROGENADOS UTILIZANDO FILTROS AERADOS SUBMERSOS COMO PÓS-TRATAMENTO DE UM SISTEMA ANAERÓBIO

Weliton F. BEZERRA FILHO [(1)]; Cícero O. de ANDRADE NETO

Resumo:

Os problemas causados pelo lançamento de esgotos não tratados, ou tratados de maneira inadequada, nos corpos aquáticos, têm sido cada vez mais discutidos no mundo inteiro há algum tempo, contudo a preocupação sempre foi com a remoção de matéria orgânica e de patogênicos. Ultimamente a preocupação com relação à remoção de nutrientes tem ganhado muito espaço, tornando-se alvo de diversos estudos a esse respeito.
O objetivo deste trabalho é avaliar a remoção biológica dos compostos nitrogenados utilizando filtros aerados submersos como pós-tratamento de um sistema anaeróbio, utilizando uma tecnologia inovadora, de baixo custo, que em estudos anteriores demonstrou uma grande eficiência na remoção de matéria orgânica carbonácia e um grande potencial na remoção biológica de compostos nitrogenados.
O sistema esta localizado na estação de tratamento do Campus Central da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, em Natal, e trata o esgoto do departamento de educação física, da residência universitária e do pouso universitário.
Mesmo demonstrando que ainda precisa de um tempo maior de aclimatação, o reator mostrou resultados satisfatórios com relação à remoção de DQO e turbidez, e com relação à conversão do nitrogênio amoniacal em nitrato. Contudo, espera-se que esta eficiência aumente à medida que a biomassa se estabilize no interior do reator.

[1] Estatístico. Mestrando do Programa de Pós-graduação em Engenharia Sanitária, e-mail: weliton.freire@gmail.com
[2] Engenheiro Civil, Doutor em Recursos Naturais. Professor Associado da UFRN, e-mail: cicero@ct.ufrn.br;

1 Introdução

Os problemas causados pelo lançamento de esgotos não tratados, ou tratados de maneira inadequada, nos corpos aquáticos, têm sido cada vez mais discutidos no mundo inteiro há algum tempo, contudo a preocupação sempre foi com a remoção de matéria orgânica e de patogênicos. Ultimamente a preocupação com relação à remoção de nutrientes (nitrogênio e fósforo) tem ganhado muito espaço, tornando-se alvo de diversos estudos a esse respeito.

Um dos problemas mais recorrentes, especialmente em corpos aquáticos lênticos, causado pelo aporte de nutrientes é a eutrofização. Segundo Von Sperling *et. al.*, (2009), eutrofização é o enriquecimento do meio aquático com nutrientes, causando o crescimento de organismos e plantas aquáticas – especialmente algas – que podem atingir níveis tais que causem interferências aos usos desejáveis do corpo d'água

Além disso, o nitrogênio amoniacal quando disposto em corpos receptores em concentrações inadequadas gera alguns inconvenientes, como: toxicidade para os seres vivos, dependendo da temperatura e do pH do meio; consumo de oxigênio para atender a demanda nitrogenada; e, ainda, contaminação dos aqüíferos por nitrato, resultado da oxidação da amônia durante sua percolação no solo. (ARAÚJO et. al. 2009). Por esta razão é fundamental que seja realizado um tratamento posterior para eliminar, ou reduzir a concentração deste composto nas águas residuárias, e um dos processos mais simples e seguros é a remoção biológica.

A remoção biológica de nitrogênio em águas residuárias ocorre de quatro maneiras: amonificação, assimilação, nitrificação e desnitrificação.

Embora uma parcela de nitrogênio amoniacal possa ser assimilada na síntese celular, sua importância na remoção de nitrogênio das águas residuárias é pequena. Tornando os processos de nitrificação e desnitrificação os principais responsáveis pela remoção dos compostos nitrogenados (ARAÚJO, 2009).

A nitrificação e a desnitrificação são processos seqüenciais que promovem a conversão de amônia em nitrogênio molecular, e sua consequente liberação, em forma de gás, da massa líquida. Para que a nitrificação ocorra é fundamental a presença de oxigênio no meio, além disso, é necessária a presença de bactérias autotróficas que serão as responsáveis pela oxidação da amônia a nitrito e, posteriormente, a nitrato. Já a desnitrificação ocorre em ambiente anóxico (onde o aceptor de elétrons será o nitrato ou nitrito), neste processo o nitrato, e em alguns casos o nitrito, será reduzido a nitrogênio molecular, este processo é de responsabilidade de bactérias heterotróficas.

Apesar dos avanços tecnológicos na remoção biológica de nitrogênio, é muito importante buscar outros processos que associem nitrificação e desnitrificação com baixo custo e fácil operação. Neste sentido, a utilização de um sistema associando reator anaeróbio e reator aeróbio ameniza as desvantagens de ambos e, principalmente, potencializa suas vantagens.

Seguindo esta linha, a pesquisa propõe uma tecnologia inovadora, de baixo custo, que em estudos anteriores vem demonstrando uma grande eficiência na remoção de matéria orgânica carbonácia e um grande potencial, que precisa ser mais bem estudado, na remoção biológica de compostos nitrogenados.

2 Materiais e métodos

O sistema em estudo esta localizado no espaço físico da Estação de Tratamento de Esgotos do Campus Central da Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN – em Natal. Ele foi projetado para receber esgotos domésticos, e é alimentado pelo efluente do Departamento de Educação Física, Pouso Universitário e Residências Universitárias I e II.

O sistema é composto por um tanque responsável por manter o nível do esgoto e garantir uma alimentação constante para o sistema, um decanto-digestor prismático retangular com duas câmaras em série, seguido por um pequeno filtro com Brita nº4 de fluxo ascendente (Sistema RN), dois filtros anaeróbios de fluxo descendente afogados, um filtro aerado afogado de fluxo ascendente e um filtro anóxico de fluxo descendente. (ver figura 1).

As grandes inovações do sistema são a simplicidade operacional e o grande poder de retenção da biomassa no interior do reator. Neste sistema o ar é introduzido no reator através de uma mangueira perfurada com agulha localizada no interior do cano que distribui o afluente no reator. A utilização destes materiais simples facilitam a manutenção e diminuem os custos de projeto.

Além disso, o material suporte – eletroduto corrugado cortado – proporciona um elevado índice de vazios. Isto proporciona uma grande eficiência na retenção da biomassa no interior do reator, e eleva o tempo de retenção celular, reconhecidamente um importante fator na estabilidade e eficiência dos processos biológicos, especialmente na nitrificação.

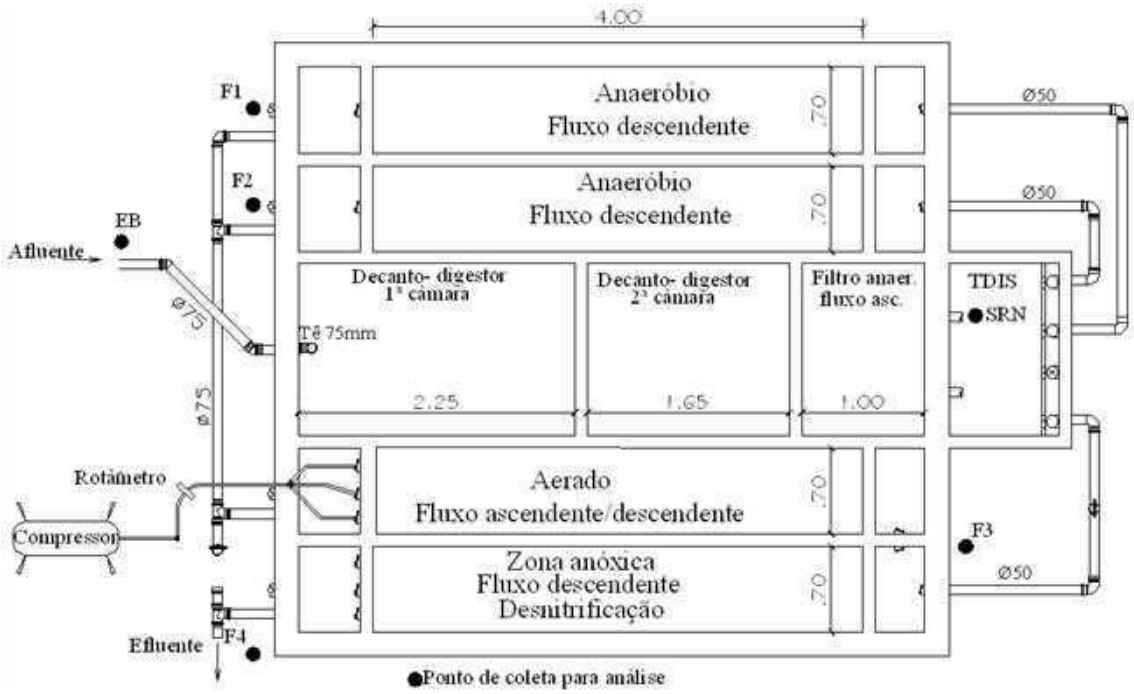


Figura 1: Configuração do sistema

Os círculos pretos no esquema são os locais onde foram feitas as coletas para posterior analise. A saber: EB corresponde a esgoto bruto, SRN é o efluente do sistema RN, F1 e F2 são os efluentes dos filtros anaeróbios, F3 é o efluente nitrificado do filtro aerado e F4 é o efluente do filtro anóxico (efluente final).

As coletas foram feitas no período de 20 de julho a 12 de agosto de 2010, as terças e quintas, às 08h30min da manhã, totalizando oito coletas.

A desnitrificação foi testada sem uma fonte externa de carbono, em um segundo momento o filtro anóxico receberá uma vazão, ainda não definida, de efluente do sistema RN, com o objetivo de garantir uma fonte de carbono para as bactérias desnitrificantes.

As vazões de ar e esgoto estudadas foram de 0,10 m^3/min e 10 m^3/dia respectivamente. Pretende-se também testar outras vazões de ar e esgoto, em um primeiro momento as vazões devem ser alteradas para 0,15 m^3/mim e 15 m^3/dia respectivamente. Contudo, estes números podem ser alterados de acordo com os resultados da primeira etapa da pesquisa.

3 Resultados

O Quadro 1 apresenta as médias obtidas pelo experimento. A saber: EB – esgoto bruto (afluente), SRN – efluente do sistema RN, ANA – efluente dos filtros anaeróbios, AER – efluente do filtro aerado, ANX – efluente do filtro anóxico e efluente final do sistema.

Quadro 1: Resultados médios obtidos

Parâmetros analisados	Unid.	Valores médios				
		EB	SRN	ANA	AER	ANX
Nitrogênio Amoniacal	mg/L	62,13	54,95	54,46	20,83	25,55
Nitrogênio Orgânico	mg/L	7,21	2,87	1,86	0,67	0,63
Nitrito	mg/L	-	-	-	13,44	11,71
Nitrato	mg/L	1,45	0,35	0,06	32,02	20,48
Turbibez	UT	333,97	52,54	35,17	4,10	2,16
pH		8,18	7,62	7,60	7,03	7,22
Temperatura	^{0}C	21,53	21,51	21,55	21,39	21,58
Alcalinidade	mg $CaCO_3$/L	378	362	349	162	190
DQO	mg/L	419	178	111	62	67

Ainda pela análise do Quadro 1 observa-se que o pH manteve-se dentro do intervalo considerado ótimo para a nitrificação. Verifica-se uma ampla faixa de pH ótimo, que varia entre 7,4 e 8,6. (SANTIAGO, 1999). Já de acordo com Villaverde (1997), dentro da faixa de pH delimitada por 5,0 e 9,0 o aumento de uma unidade de pH implica no aumento de 13%

na eficiência de nitrificação. Como a desnitrificação é menos sensível ao pH que a nitrificação, conclui-se que os resultados obtido de pH não interferem na desnitrificação.

A queda esperada do pH observada no filtro aerado decorre da produção do H+ gerada durante o processo de nitrificação, e essa leve queda não inibiu a nitrificação.

A temperatura manteve-se constante ao longo do sistema estudado.

Pela analise da Figura 2 observa-se uma redução significativa do nitrogênio amoniacal no filtro aerado, esta redução se dá pela nitratação que ocorre neste ambiente. Contudo observa-se um acréscimo na concentração de nitrogênio amoniacal no filtro anóxico. Este fenômeno não era esperado, porém pode ser explicado pelo processo de amonificação.

Normalmente a amonificação consiste na conversão do material nitrogenado orgânico, que se encontra na forma solúvel, em amônia, contudo pode ocorrer também pela respiração do nitrato. Este processo, segundo Esteves (1998), é realizado por bactérias como Enterobacter e Escherichia Coli que, em condições anaeróbias, reduzem o nitrato a amônia.

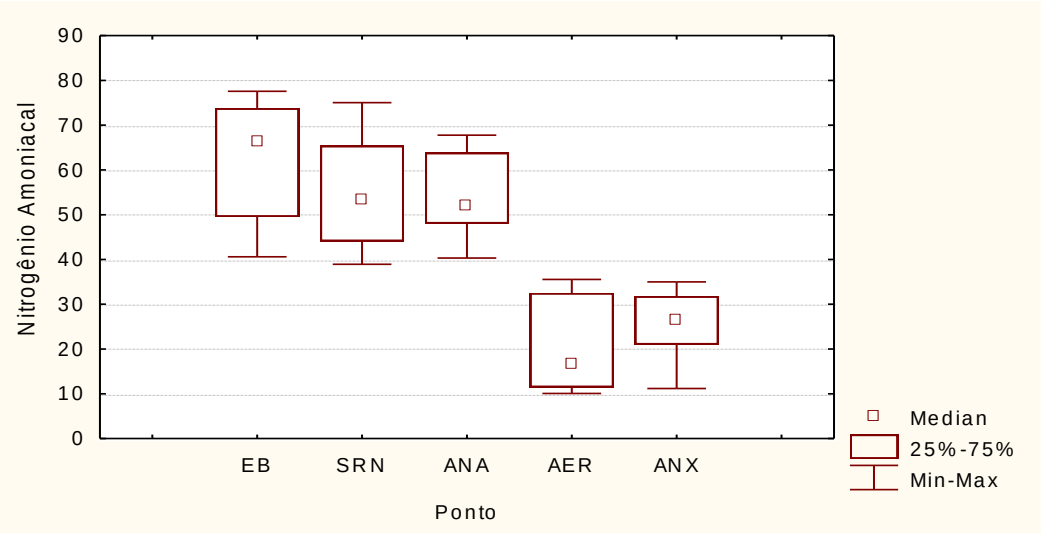


Figura 2: Concentração de nitrogênio amoniacal (mg/L)

A Figura 3 apresenta as concentrações de nitrogênio orgânico. Observa-se que houve uma redução de 92% deste elemento.

Observa-se também a baixa concentração de nitrogênio orgânico já no esgoto bruto, bem abaixo dos 21,21 mg/L encontrado no esgotos estudado por Lopes (2010), e abaixo dos 20 mg/L apresentados por Von Sperling (2002), como sendo característico de esgoto bruto.

O esgoto estudado é um esgoto bastante diluído como foi apresentado por Araújo (2010), que encontrou, no mesmo esgoto estudado neste artigo, concentração média de nitrogênio orgânico de 4,4 mg/L. Além disso, antes de entrar no sistema o esgoto fica armazenado em um tanque que regula a vazão de entrada do reator, esse tempo também ajuda na amonificação do esgoto, e isto explica a baixa concentração de nitrogênio orgânico encontrado no esgoto estudado.

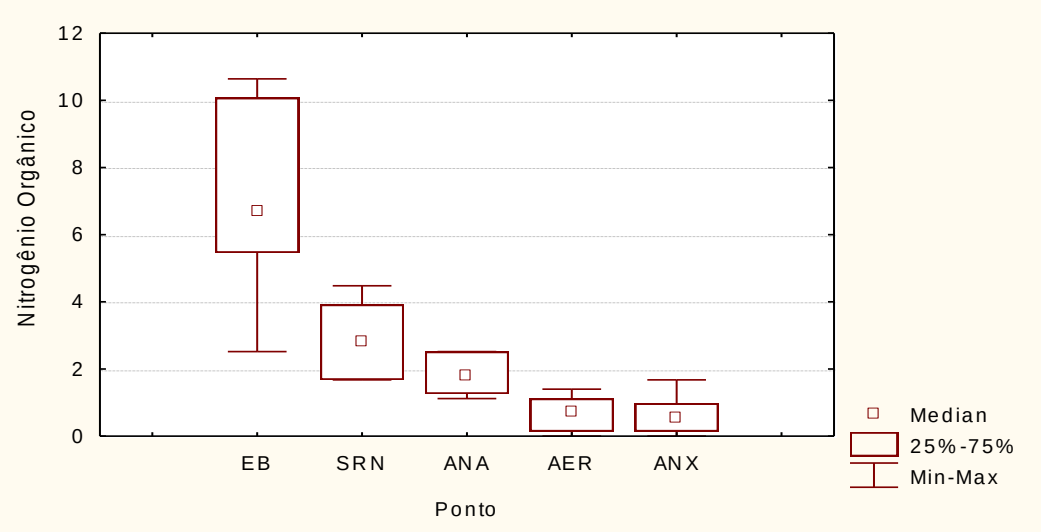


Figura 3: Concentração de nitrogênio orgânico (mg/L)

A Figura 4 mostra que houve uma elevada concentração de nitrito nos reatores aerado e anóxico. Condições ambientais desfavoráveis, como a temperatura elevada, podem proporcionar acúmulo de nitrito no interior do reator. Contudo este acúmulo excessivo aconteceu, mais provavelmente, em razão da aclimatação da comunidade bacteriana ainda não está completa.

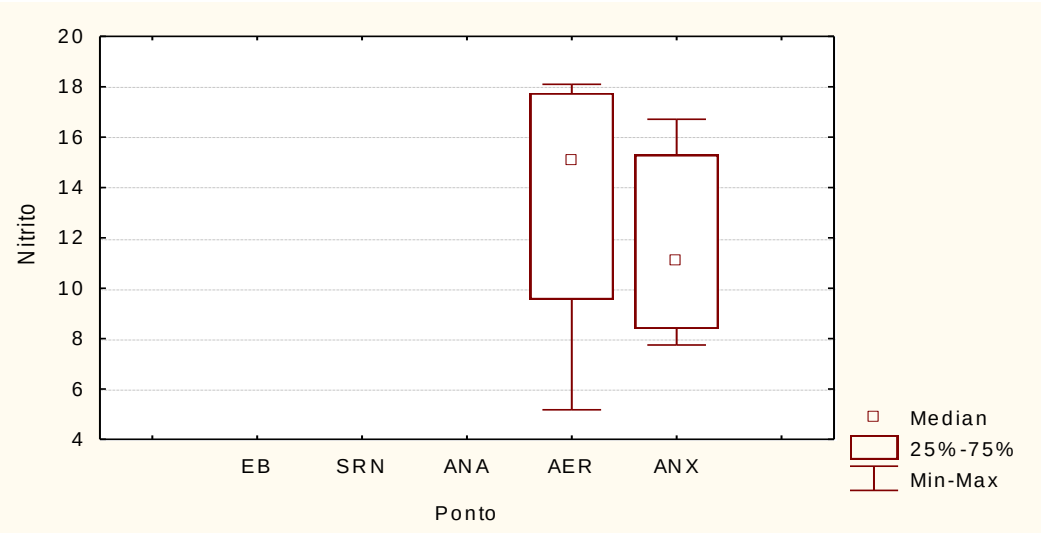


Figura 4: Concentração de nitrito (mg/L)

A Figura 5 mostra que o reator apresentou ótima eficiência na nitrificação, contudo, a desnitrificação, mesmo ocorrendo em pequena escala, não foi a esperada. A baixa relação DQO/N pode ter sido limitante ao processo de desnitrificação. Porém deve-se ressaltar também que o reator ainda esta em fase de aclimatação, e pode não ter atingido ainda seu equilíbrio.

Mesmo com essas observações foi possível constatar um declínio da concentração média de nitrato de 32,02 mg/L para 20,48 mg/L, uma redução de 36%. Parte desse nitrato foi amonificado (cerca de 5 mg/L) e a outra parte (cerca 7 mg/L) foi convertida em N_2 e liberada na atmosfera.

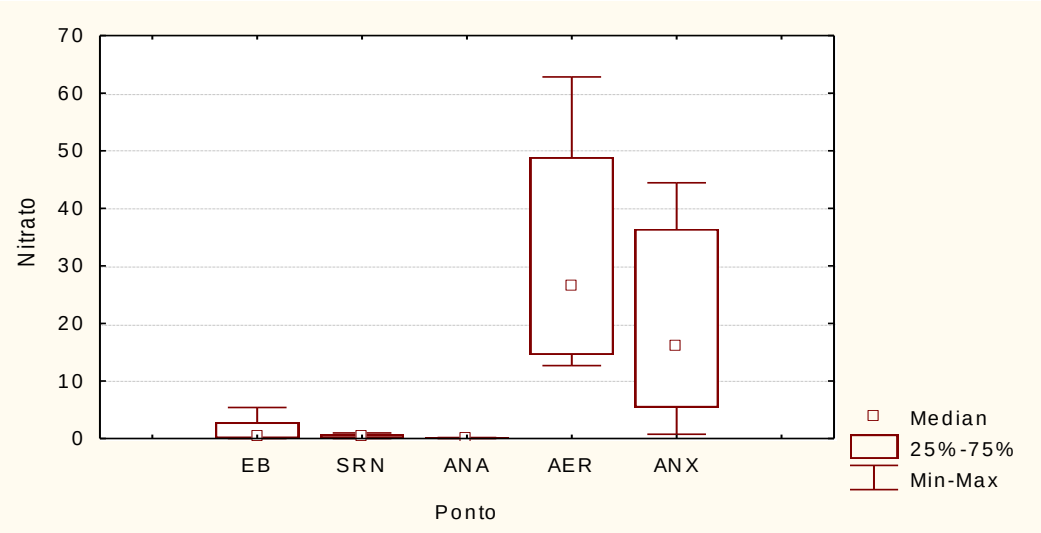


Figura 5: Concentração de nitrato (mg/L)

A Figura 6 mostra a acentuada redução da turbidez. No esgoto bruto a turbidez média foi de 333 UT no efluente final foi 2,16 UT uma redução de mais de 99%, este fato comprova uma das premissas básicas do sistema em estudo que é manter o sólidos dentro do reator.

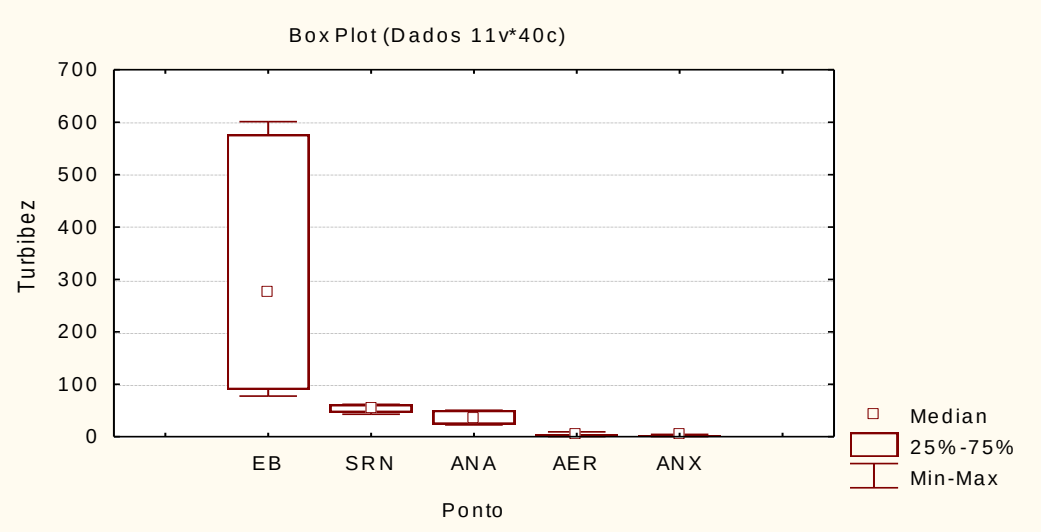


Figura 6: Turbidez (UT)

A Figura 7 mostra a redução considerável da alcalinidade no filtro aerado, este fenômeno já era esperado, pois para cada mol de nitrato produzido é liberado no meio dois moles de H+ e esta produção faz com que a alcalinidade diminua. A diminuição da alcalinidade implica numa diminuição direta do pH e uma diminuição muito acentuada do pH pode inibir a nitrificação. Para que isso não ocorra e venha é necessário que seja fornecida alcalinidade suficiente para impedir a queda do pH.

Por outro lado, a desnitrificação heterótrofa produz alcalinidade, e mesmo a desnitrificação não tendo atingido os valores esperados, a que ocorreu no reator anóxico foi suficiente para elevar levemente o valor médio da alcalinidade.

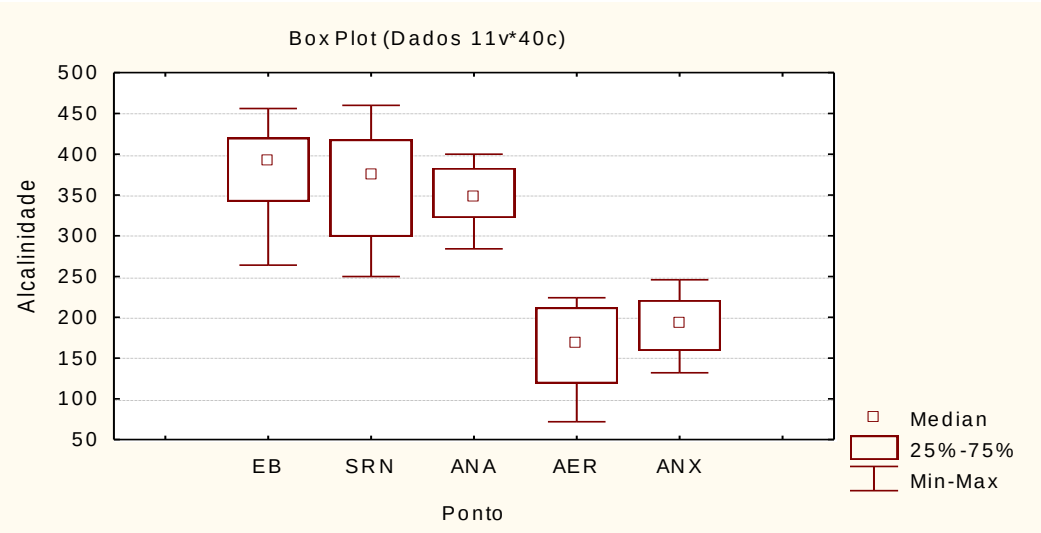


Figura 7: Alcalinidade (mg $CaCO_3$/L)

Pela analise da Figura 8 é possível perceber a redução significativa da DQO. A DQO média do esgoto bruto foi de 419,22 mg/L enquanto a DQO de saída ficou em 66,96 mg/L, uma remoção de 84%. Apesar da boa eficiência apresentada, espera-se que após a completa aclimatação da biomassa, a DQO final seja ainda menor. Espera-se valores próximos a 20 mg/L.

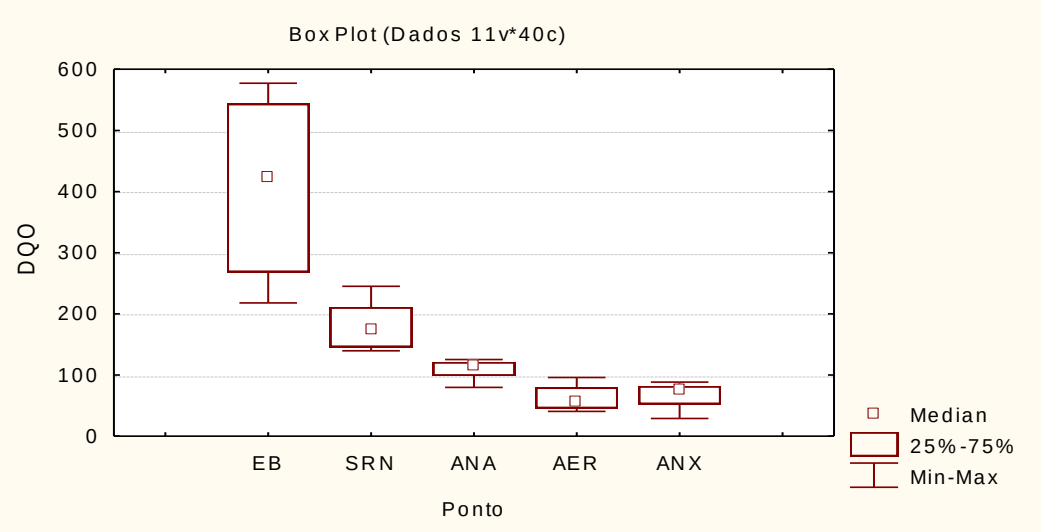


Figura 8: Concentração de DQO (mg/L)

4 Conclusão

A forma simples como o sistema foi concebido, com mangueiras perfuradas para distribuição do ar e preenchimento de peças plásticas (conduíte cortado) mostrou-se bastante promissora com relação à remoção de matéria orgânica e de compostos nitrogenados. O grande índice de vazios apresentado por este tido de material suporte é fundamental para reter a biomassa no interior do reator e proporcionar um efluente de boa qualidade e com baixa turbidez.

Com relação à remoção de material nitrogenado, o reator mostrou-se ainda muito instável, precisando de um período maior para a aclimatação de sua biomassa. Mesmo assim foi possível perceber que o sistema já se mostra eficiente na conversão do nitrogênio amoniacal em nitrato. Percebeu-se que houve uma redução acentuada deste parâmetro no filtro aerado, contudo, houve um pequeno acréscimo na zona anóxica, o que não era esperado.

A desnitrificação ocorreu em pequena escala. As causas prováveis são: 1) baixa relação C/N, uma vez que, quando o efluente chega ao filtro anóxico grande parte do carbono já foi removida nas fases anteriores, e como o sistema foi testado inicialmente sem fonte externa de carbono, este pode ter sido o motivo da baixa atividade desnitrificante; 2) mas

provavelmente o principal motivo é o fato do reator ainda não ter atingindo seu equilíbrio, necessitando de um período maior para aclimatação da população biológica, e das bactérias desnitrificantes.

O nitrogênio orgânico foi quase totalmente removido, tendo, inclusive, as últimas coleta apresentado concentração de 0 mg/L deste composto no efluente final.

Houve uma redução significativa da turbidez, sendo removido mais de 99%.

A alcalinidade, como esperado, foi consumida durante a conversão do nitrogênio amoniacal em nitrato, e consequentemente, refletiu na queda do pH.

Referências

ARAÚJO, R. F.; ANDRADE NETO, C. O.; DELGADO, T. C.; SILVA, H. N.; MEDEIROS, I. B. A. **Uso de filtros aerados rudimentares para oxidação de nitrogênio amoniacal contido em efluentes de reatores anaeróbios.** 25º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, ABES. Recife, 2009.

ARAÚJO, R. F. **Remoção de compostos nitrogenados em filtros biológicos submersos aerados, em escala piloto**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Sanitária, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2009.

ESTEVES, F. A., Fundamentos da limnologia. 2.ed. Rio de Janeiro: interciência, 1998.

LOPES, J. C. **Aplicação de reatores híbridos aeróbicos para o pós tratamento de reatores anaeróbicos enfocando a nitrificação do sistema**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2009.

SANTIAGO, V. M. J., COELLHO, E. B. A. P., ZANETTE, C. L., ALMEIDA, J. H. C. **Nitrificação em Biodisco**. 19º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, ABES. Foz do Iguaçu, 1997.

VILLAVERDE S., GARCIA-ENCIANA, P. A., POLANCO, F. **Influence of pH over nitrifying biofilm activity in submerged biofilters. Water Research**, 31(5), 1997.

VON SPERLING, M.; ANDRADE NETO, C. O; VOLSHAM JR, I.; FLORÊNCIO, L. Impacto dos nutrientes do esgoto lançado em corpos de água. In __. **Nutrientes de esgoto sanitário: utilização e remoção.** PROSAB, 2009. Cap. 2, 26-51.

VON SPERLING, M. **Lodos Ativados.** Belo Horizonte. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental: Universidade Federal de Minas Gerais, 2002.

AVALIAÇÃO DAS ÁREAS DE DESTINO FINAL DOS RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS NO ESTADO DO RIO GRANDE DO NORTE/ BRASIL, COM EMPREGO DO IQR - ÍNDICE DE QUALIDADE DE ATERRO DE RESÍDUOS

Luiz PEREIRA DE BRITO[1]; Acácio SÂNZIO DE BRITO[2]; Karen MARIA DA COSTA MATTOS[3]; Sérgio BEZERRA PINHEIRO[4]; Hermínio PEREIRA DE BRITO[5]

Palavras- chaves: aterro sanitário; índice de qualidade de aterro; lixões; resíduos sólidos.

Resumo

O crescimento da população mundial, os hábitos de consumo da sociedade contemporânea, o curto ciclo de vida dos produtos, a prática da reciclagem feita por poucos, são alguns dos fatores que contribuem para o aumento da geração de resíduos sólidos urbanos e, conseqüente, o agravamento dos problemas relacionados com sua gestão, tratamento e disposição final.

Este trabalho é resultado de uma pesquisa de campo realizada nos cento e sessenta e sete municípios do Estado do Rio grande do Norte-Brasil com o objetivo de diagnosticar, avaliar e apresentar a hierarquização da situação ambiental encontrada no que diz respeito às áreas de disposição final dos resíduos sólidos urbanos, visando subsidiar os órgãos federais, estaduais e municipais, na definição de políticas públicas voltadas para a gestão integral dos resíduos sólidos urbanos que contemplem a preservação ambiental e as melhorias das condições sanitárias da população.

O método aplicado para a estruturação deste diagnóstico foi o Índice de Qualidade de Aterros de Resíduos - IQR, desenvolvido pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT). O cálculo é baseado no preenchimento de uma matriz que contém informações sobre as principais características do local, da infra-estrutura e das condições de operação da área de destinação de resíduos.

[1] Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia Sanitária. Professor Titular da UFRN, e-mail: lbrito@ct.ufrn.br;
[2] Engenheiro Agrônomo, Mestre em Gestão Ambiental, Consultor Técnico do SEBRAE-RN, e-mail: acácio@sebraern.com.br;
[3] Engenheira Agrônoma,Doutora em Irrigação, Professora Adjunta da UFRN, e-mail: karenmattos@ yahoo.com.br.
[4] Engenheiro Civil, Mestre em Engenharia Sanitária, Diretor Presidente da CAERN-RN, e-mail: prcaern@caern.com.br;
[5] Engenheiro Mecânico, Mestre em Engenharia Mecânica, Coordenador de Fiscalização do IDEMA-RN, e-mail: herminiobrito@yahoo.com.br.

Do estudo conclui-se que apenas 5,4% (09) dos municípios potiguares destinam os seus resíduos de forma ambientalmente correta: em aterros sanitários; enquanto os outros 94,6% (158) dos municípios destinam seus lixos de forma inadequada: em lixões a céu aberto. Um atenuante a este fato é que os nove municípios representam 47,47% do total da população norteriograndense.

1. Introdução

O lixo pode ser definido como todo e qualquer resíduo oriundo das atividades diárias do homem em sociedade (Lima et al., 2007). Ele pode ser disposto no meio ambiente de várias formas. Todavia, a pior delas é o "lixão", definido como o local no qual se deposita o lixo, sem projeto ou cuidado com a saúde pública e o meio ambiente, sem tratamento e sem qualquer critério de engenharia e operação (Braga et al., 2002). Essa prática é a mais prejudicial ao homem e a natureza remetendo a um enorme desafio sanitário para o Brasil, em geral, e o Estado do Rio Grande do Norte, em particular, como se pode constatar analisando-se os dados da Pesquisa Nacional de Saneamento Básico sobre os resíduos sólidos (IBGE, 2000):

- 85,1% dos distritos brasileiros possuem serviço de limpeza urbana e coleta de lixo, sendo que 72,2% destes distritos têm como destinação final do lixo vazadouros a céu aberto (lixões) e/ou áreas alagadas.
- No Nordeste 88,0% dos distritos possuem serviço de limpeza urbana e coleta de lixo, com 93,8 destes distritos fazendo a destinação final em lixões e/ou áreas alagadas.
- No Rio Grande do Norte 91,9% dos distritos possuem serviço de limpeza urbana e coleta de lixo, sendo que 93,6% destes distritos o lançam em lixões e/ou áreas alagadas.
- No Brasil somente 17,3% dos distritos com serviço de limpeza urbana e coleta de lixo possuem aterros sanitários. No Nordeste este número cai para 4,9% dos distritos e no Rio Grande do Norte para 2,9%, ou seja, apenas 5 distritos.
- No Brasil apenas 10,2% dos distritos com serviço de limpeza urbana e coleta de lixo possuem usinas de compostagem e/ou reciclagem. No Nordeste este número cai para 1,7% dos distritos e no Rio Grande do Norte também para 1,7%, ou seja, apenas 3 distritos.
- O Brasil coleta 230 mil toneladas de lixo/dia, mas somente 82 mil toneladas/ dia (36,0%) vão para aterros sanitários. No Nordeste são coletadas 42 mil toneladas de lixo/dia, somente 15 mil toneladas/dia (36,0%) são colocadas em aterros sanitários. No RN das 2.374 toneladas/dia coletadas, somente 220 toneladas/dia (9,2%) vão para aterros sanitários.

Este trabalho, desenvolvido com o apoio da UFRN e do Governo do Estado do Rio Grande do Norte, tem como objetivo apresentar a hierarquização da situação ambiental encontrada nos 167 (cento e sessenta e sete) municípios do estado no que diz respeito às áreas de disposição final dos resíduos sólidos urbanos, visando:

- Possibilitar ao estado do Rio Grande do Norte, desenvolver e aprimorar mecanismos de controle da poluição ambiental causada pelos resíduos sólidos urbanos.
- Estimular o desenvolvimento de políticas públicas que possibilitem o auxílio e o assessoramento aos municípios potiguares que necessitem adequar-se às normas ambientais vigentes.
- Subsidiar a elaboração de projetos ambientais estratégicos e possibilitar ao governo do Rio Grande do Norte, captar recursos federais com a finalidade de mitigar os impactos

decorrentes da destinação inadequada de resíduos, como por exemplo, recuperar as áreas degradadas pelos lixões e implantar aterros sanitários que atendam a vários municípios consorciados.

- Possibilitar, como conseqüência da destinação adequada de resíduos, a geração de negócios e empregos dignos para grupos de catadores e pequenos empreendedores, ligado a atividade de reciclagem.

A pesquisa foi realizada tendo como base a experiência do Estado de São Paulo, que fez o seu primeiro inventário no ano de 1997, através de sua Companhia Ambiental do Estado de São Paulo (CETESB), empregando a matriz do IQR- Índice de Qualidade de Aterros de Resíduos. Desde então, anualmente estas vistorias se repetem e têm possibilitado ao governo paulista desenvolver e aprimorar mecanismos de controle da poluição ambiental (CETESB, 2008).

2. Metodologia

2.1-Matriz do IQR

Para consecução dos objetivos desta pesquisa, aplicou-se a matriz do IQR- Índice de Qualidade de Aterros de Resíduos nos 167 (cento e sessenta e sete) municípios do Estado do Rio Grande do Norte (Figura 1). Este índice leva em consideração as características de disposição dos resíduos do município, possibilitando uma padronização na avaliação das condições ambientais das instalações, diminuindo o nível de subjetivismo e também a uma análise de comparação de maior significância. Os principais parâmetros de análise são as características locais, a infra-estrutura implantada e as condições operacionais.



Figura 1. Localização da Área Estudada

Com relação às características locais, foram observados os seguintes itens: capacidade do solo, proximidade de núcleos habitacionais, proximidade de corpos d'água, lençol freático,

permeabilidade do solo, disponibilidade do solo, qualidade do material de recobrimento, condições do sistema viário, isolamento visual e legalização da área.

No tocante à infra-estrutura implantada, analisaram-se os itens: Isolamento da área, existência de portaria/guarita, impermeabilidade da base do aterro, drenagem do chorume, drenagem provisória e definitiva de águas pluviais, utilização de trator de esteira e outros equipamentos de uso, condições de trânsito e acesso das máquinas, tratamento do chorume, acesso a frente de trabalho, presença de vigilantes, drenagem de gases, controle do recebimento de cargas, monitoramento de águas subterrâneas e atendimento ao projeto de aterro.

Quanto às condições de operação, foram avaliados: o aspecto geral da área, a existência de lixo descoberto, o recobrimento do lixo, presença de urubus, presença de moscas em grandes quantidades, presença de catadores, criação de animais, resíduos de serviço de saúde, resíduos industriais, drenagem provisória e definitiva de águas pluviais, drenagem do chorume, tratamento do chorume, monitoramento de águas subterrâneas, equipe de vigilância e acessos internos.

O IQR é um índice abrangente, devidamente fundamentado, que leva em consideração as condições encontradas nos aterros dos municípios e possibilita efetuar uma avaliação padronizada das condições ambientais das instalações, diminuindo a subjetividade na análise e possibilitando a comparação entre vários dados e informações sobre o tema (CETESB, 2008).

Cada item das condições citadas tem um peso de acordo com a avaliação. A equação que define o IQR é dada por:

$$IQR = \frac{A + B + C}{13}$$

Onde:
A = somatório das características locais avaliadas pelos respectivos pesos;

B = somatório das características da infra-estrutura avaliadas pelos respectivos pesos;

C= somatório das características operacionais avaliadas pelos respectivos pesos;

13 = denominador adotado para expressar o índice variando de 0 a 10, tendo em vista que A+B+C pode variar de 0 a 130 (Brito, 2008).

Após o cálculo do IQR dos locais de disposição final dos resíduos sólidos urbanos e avaliadas as demais características necessárias ao diagnóstico é estabelecido o enquadramento conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1: Enquadramento das Instalações de Destinação Final de Resíduos Sólidos Urbanos em Função dos Valores de IQR

IQR	Enquadramento	Cores	
0,00 ≤ IQR ≤ 1,99	Condições Inadequadas Críticas	Preta	
2,00 ≤ IQR ≤ 3,99	Condições Inadequadas Severas	Vermelha	
4,00 ≤ IQR ≤ 5,99	Condições Inadequadas	Laranja	

6,00 ≤ IQR ≤ 7,99	Condições Controladas	Amarela	
8,00 ≤ IQR ≤ 10,00	Condições Adequadas	Verde	

Fonte: Adaptado de CETESB (2008).

Além da aplicação da matriz do IQR, fez-se um levantamento fotográfico de todas as áreas visitadas e o georeferenciamento desses locais.

2.2-Área de abrangência

Considerando-se que a legislação ambiental brasileira estabelece como sendo de competência dos municípios a gestão dos resíduos sólidos urbanos, as ações desenvolvidas para a operacionalização da pesquisa abrangeram todos os cento e sessenta e sete municípios do Estado do Rio Grande do Norte.

2.3-Pesquisa de campo

As atividades de campo foram executadas durante os meses de agosto a dezembro de 2009, por uma equipe multidisciplinar, contratada pela Secretaria Estadual do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos (SEMARH). A capacitação destes técnicos ficou a cargo da Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN) e coube ao Instituto de Desenvolvimento Sustentável e Meio Ambiente do Rio Grande do Norte (IDEMA) a locação dos veículos com motorista para deslocamento das equipes.

3. Resultados e Discussão

Na Tabela 2 são apresentados os resultados do IQR, em ordem crescente, apurados na faixa entre 0,00 (zero) e 1,99 e as respectivas populações dos municípios que apresentaram lixões em condições críticas de funcionamento.

Tabela 2: Municípios do RN com instalações em condições inadequadas críticas (lixões) (0,00 ≤ IQR ≤ 1,99)

Município	IQR	População (hab)
1.Grossos	1,00	9.441
2.Tibau	1,00	3.750
3.Carnaubais	1,15	9.284
4.Touros	1,23	29.436
5.Bento Fernandes	1,46	5.006
6.Jandaíra	1,46	6.447
7.Lagoa de Pedras	1,46	6.989
8.Coronel Ezequiel	1,54	5.255
9.João Câmara	1,54	30.423
10.Baía Formosa	1,62	8.466
11.Galinhos - Área 1	1,62	2.149
12.Japi	1,62	5.610
13.São Miguel do Gostoso	1,62	8.810
14.Barcelona	1,69	3.928
15.Caiçara do Norte	1,69	6.384

16.Ipanguaçu	1,69	13.444
17.Jaçanã	1,69	7.788
18.Parazinho	1,69	4.772
19.São Bento do Norte	1,69	3.529
20.Riachuelo	1,77	6.824
21.São José do Campestre	1,77	11.744
22.Lagoa d'Anta	1,85	5.940
23.Tangará	1,85	13.081
24.Bom Jesus	1,92	8.478
25.Equador	1,92	5.875
26.Ruy Barbosa	1,92	3.625
27.Santa Maria	1,92	4.659

Nas Tabelas 3 (a), 3(b), 3(c) são apresentados os resultados do IQR, em ordem crescente, apurados na faixa entre 2,00 e 3,99 e as respectivas populações dos municípios que apresentaram lixões em condições severas de funcionamento. Nas Figuras 2 e 3 mostram-se alguns exemplos destas condições.

Tabela 3 (a): Municípios do RN com instalações em condições inadequadas severas (lixões) ($2{,}00 \leq IQR \leq 3{,}99$)

Município	IQR	População (hab)
1.Lagoa de Velhos	2,00	2.699
2.Monte Alegre	2,00	20.590
3.Paraú	2,00	3.880
4.Pendências	2,00	12.505
5.Santo Antônio	2,00	21.263
6.São Paulo do Potengi	2,00	14.483
7.Tabuleiro Grande	2,00	2.278
8.Triunfo Potiguar	2,00	3.272
9.Várzea	2,00	5.276
10.Coronel João Pessoa	2,08	4.827
11.Guamaré - Area 01	2,08	11.737
12.Lajes Pintadas	2,08	4.217
13.Pedra Grande	2,08	3.918
14.Pilões	2,08	3.381
15.São Pedro	2,08	6.433
16.São Tomé	2,08	11.115
17.Boa Saúde	2,15	8.294
18.Canguaretama	2,15	29.334
19.Paraná	2,15	3.886
20.Venha-Ver	2,15	3.494
21.Alto do Rodrigues	2,23	11.443
22.Brejinho	2,23	11.135
23.Goianinha	2,23	20.347
24.João Dias	2,23	2.723
25.Lagoa Salgada	2,23	7.179

26.Major Sales	2,23	3.459
27.Passagem	2,23	2.629
28.Rafael Fernandes	2,23	4.608
29.Santa Cruz	2,23	33.736
30.Itaú	2,31	5.758
31.Jardim de Piranhas	2,31	13.704
32.José da Penha	2,31	5.982
33.Pau dos Ferros	2,31	26.728
34.Rodolfo Fernandes	2,31	4.569
35.Espírito Santo Oeste	2,38	10.132
36.São Bento do Trairí	2,38	3.702
37.Carnaúba dos Dantas	2,46	6.836
38.Nova Cruz	2,46	35.280
39.Senador Elói Souza	2,46	5.906
40.Angicos	2,54	11.227
41.Caiçara Rio do Vento	2,54	3.064
42.Felipe Guerra	2,54	5.680
43.Francisco Dantas	2,54	2.928
44.São José de Mipibu	2,54	36.990
45.Serrinha	2,54	6.740

Tabela 3 (b): Municípios do RN com instalações em condições inadequadas severas (lixões) (2,00 ≤ IQR ≤ 3,99)

Município	IQR	População (hab)
46.Severiano Melo	2,54	5.671
47.Vila Flor	2,54	2.647
48.Antônio Martins	2,62	6.997
49.Doutor Severiano	2,62	6.431
50.Encanto	2,62	5.158
51Jardim de Angicos	2,62	2.536
52.Jundiá	2,62	3.517
53.Marcelino Vieira	2,62	8.112
54.Montanhas	2,62	12.393
55.Pedra Preta	2,62	2.659
56.São Francisco Oeste	2,62	3.669
57.Tenente Ananias	2,62	9.311
58.Água Nova	2,69	2.843
59.Fernando Pedroza	2,69	2.876
60.Maxaranguape	2,69	8.969
61.São Vicente	2,69	5.819
62.Serra de São Bento	2,69	5.801
63.Tenente Laurentino Cruz	2,69	5.120
64.Vera Cruz	2,69	10.313
65.Apodi	2,77	34.632
66.Lajes	2,77	10.412

67.Pedro Avelino	2,77	7.405
68.Porto do Mangue	2,77	4.792
69.Açu	2,85	51.262
70.Bodó	2,85	2.542
71.Caraúbas	2,85	19.739
72.Cruzeta	2,85	7.825
73.Passa e Fica	2,85	10.372
74.Pureza	2,85	8.030
75.Senador Georgino Avelino	2,85	3.690
76.Sítio Novo	2,85	5.212
77.Alexandria	2,92	13.729
78.Frutuoso Gomes	2,92	4.360
79.Janduís	2,92	5.416
80.Patu	2,92	11.303
81.Pedro Velho	2,92	13.673
82.Poço Branco	2,92	12.288
83.Campo Redondo	3,00	10.462
84.Florânia - Area 1	3,00	8.313
85.Itajá	3,00	6.410
86.Luís Gomes	3,00	9.763
87.Riacho de Santana	3,00	4.292
88.São Rafael	3,00	8.116
89.Serrinha dos Pintos	3,00	4.360

Tabela 3 (c): Municípios do RN com instalações em condições inadequadas severas (lixões) ($2{,}00 \leq IQR \leq 3{,}99$)

Município	IQR	População (hab)
90.Afonso Bezerra	3,08	10.339
91.Arês	3,08	12.236
92.Santana do Matos	3,08	14.312
93.São Miguel	3,08	22.579
94.Martins	3,15	8.089
95.Monte das Gameleiras	3,15	2.394
96.São João do Sabugi	3,15	5.765
97.São José do Seridó	3,15	3.925
98.Serra Caiada	3,15	8.283
99.Governador Dix-Sept Rosado	3,23	12.374
100.Almino Afonso	3,31	4.948
101.Caicó	3,31	60.656
102.Lagoa Nova	3,31	13.167
103.Olho-d'Água dos Borges	3,31	4.442
104.Ouro Branco	3,31	4.973
105.Areia Branca	3,38	24.398
106.Nísia Floresta	3,38	22.906
107.Parelhas	3,38	19.972

108.Portalegre	3,38	6.855
109.Acari	3,46	10.911
110.São Fernando	3,46	3.381
111.Taipu	3,46	11.768
112.Baraúna	3,54	23.098
113.Cerro Corá	3,54	10.890
114.Campo Grande	3,62	8.936
115.Jucurutu	3,62	17.501
116.Serra Negra do Norte	3,62	7.241
117.Umarizal	3,62	10.640
118.Ipueira	3,69	2.035
119.Rafael Godeiro	3,69	3.131
120.Lucrécia	3,77	3.418
121.Messias Targino	3,77	3.795



Figura 2: Presença de Crianças no Lixão de Lajes Pintadas-RN



Figura 3: Queima de Resíduos Sólidos Urbanos no Lixão de Várzea-RN

Na Tabela 4 são apresentados os resultados do IQR, em ordem crescente, apurados na faixa entre 4,00 e 5,99 e as respectivas populações dos municípios que apresentaram lixões em condições inadequadas de funcionamento.

Tabela 4: Municípios do Estado do RN com instalações em condições inadequadas (lixões) ($4{,}00 \leq IQR \leq 5{,}99$)

Município	IQR	População (hab)
1.Riacho da Cruz	4,00	3.025

2.Viçosa	4,00	1.769
3.Upanema	4,15	12.719
4.Tibau do Sul	4,23	10.959
5.Currais Novos	4,46	42.066
6.Santana do Seridó	4,46	2.729
7.Timbaúba dos Batistas	4,54	2.295
8.Macau	4,69	27.132
9.Jardim do Seridó	4,85	12.013
10.Serra do Mel	4,85	9.216

Na Tabela 5 são apresentados os resultados do IQR, em ordem crescente, apurados na faixa entre 8,00 e 10,00 e as respectivas populações dos municípios que apresentaram instalações em condições adequadas de funcionamento. Nas Figuras 4 e 5 mostram-se os aterros sanitários da Região Metropolitana de Natal e de Mossoró, respectivamente.

Tabela 5: Municípios do RN com instalações em condições adequadas (aterros sanitários) ($8{,}00 \leq IQR \leq 10{,}00$)

Município	IQR	População (hab)
1.Mossoró	9,08	234.390
2.Ceará-Mirim	9,62	65.450
3.Extremoz	9,62	21.792
4.Ielmo Marinho	9,62	11.649
5.Macaíba	9,62	63.337
6.Natal	9,62	774.230
7.Parnamirim	9,62	172.751
8.Rio do Fogo	9,62	9.753
9.São Gonçalo do Amarante	9,62	77.363



Figura 4: Vistas do aterro sanitário da Região Metropolitana de Natal-RN



Figura 5: Vista do aterro sanitário de Mossoró-RN

Os dados obtidos nesta pesquisa, apresentados nas Tabelas 2 a 4, chamam a atenção pelos baixos valores de IQR da maior parte das áreas de destinação final de resíduos. A seguir, mostra-se uma síntese destes números e na Figura 6 visualiza-se este quadro de graves conseqüências sanitárias:

a) 27 municípios, 16,17% do total, possuem lixões em condições inadequadas críticas;
b) 121 municípios, 72,45% do total, possuem lixões em condições inadequadas severas;
c) 10 municípios, 5,99% do total, possuem lixões em condições inadequadas;
d) 0 municípios, 0,00% do total, possuem aterros controlados (condições controladas);
e) 09 municípios, 5,39% do total, possuem aterros sanitários (condições adequadas);

Como se pode constatar os municípios potiguares dispõem os seus resíduos de duas formas: em lixões ou em aterros sanitários. Do total de 167 (cento e sessenta e sete) municípios, 09 (nove) depositam os seus resíduos em aterros sanitários e 158 (cento e cinqüenta e oito) em lixões. Observa-se também que no Estado não existem instalações classificadas pelo IQR como aterros controlados. A disposição de resíduos em lixões é uma realidade indesejável que acarreta diversos impactos negativos sobre o meio ambiente.

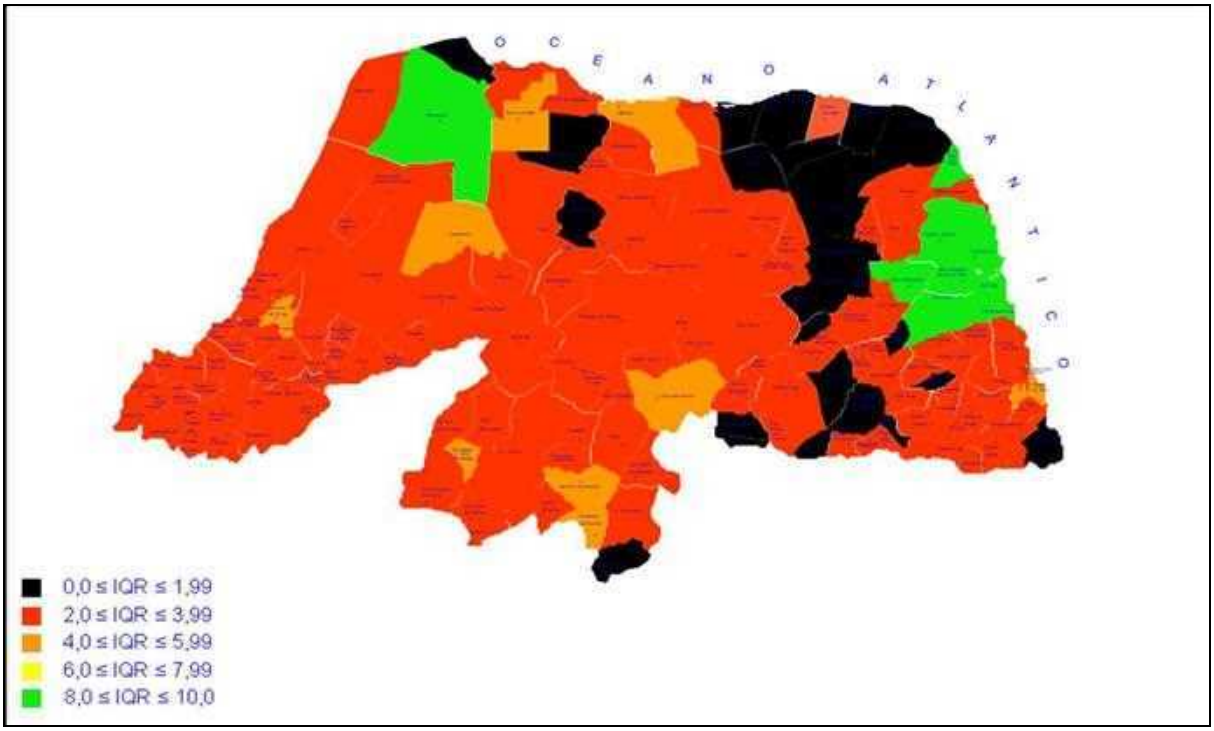


Figura 6: Índices de Qualidade de Aterros de Resíduos no Estado do Rio Grande do Norte

Um atenuante ao fato de apenas 5,4% dos municípios do Estado possuir uma destinação adequada dos seus resíduos é que eles representam 47,47% do total da população norteriograndense, conforme ilustrado na Figura 7. Isto porque dos 09 municípios que se utilizam dos aterros sanitários instalados, 06 são os mais populosos do Estado: Natal (capital), Mossoró, Parnamirim, São Gonçalo do Amarante, Ceará-Mirim e Macaíba.

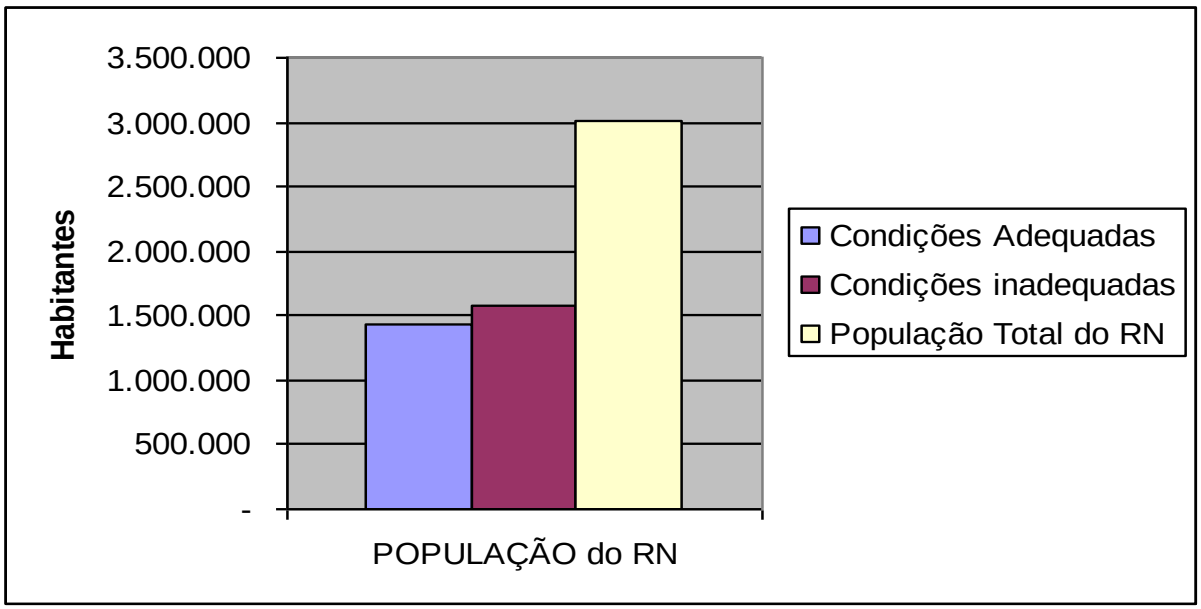


Figura 7: População do RN e as Formas de Disposição Final dos Resíduos Sólidos Urbanos

Tendo-se como base a matriz do IQR e feito o somatório dos pesos máximos da coluna (A), onde são avaliadas as características locais das áreas de disposição final dos resíduos sólidos urbanos, chega-se a um valor total de 40 pontos por área estudada. Multiplicando-se este escore pelo número de municípios do estado (cento e sessenta e sete), obtêm-se o valor de 6.680 que expressa o máximo de pontos possíveis para o universo de municípios do RN com relação às características locais dessas áreas.

Na Figura 8 vê-se um comparativo entre as condições ideais das áreas de destino final de resíduos e as condições atuais constadas pela pesquisa quanto ao aspecto das características locais, previsto na metodologia.

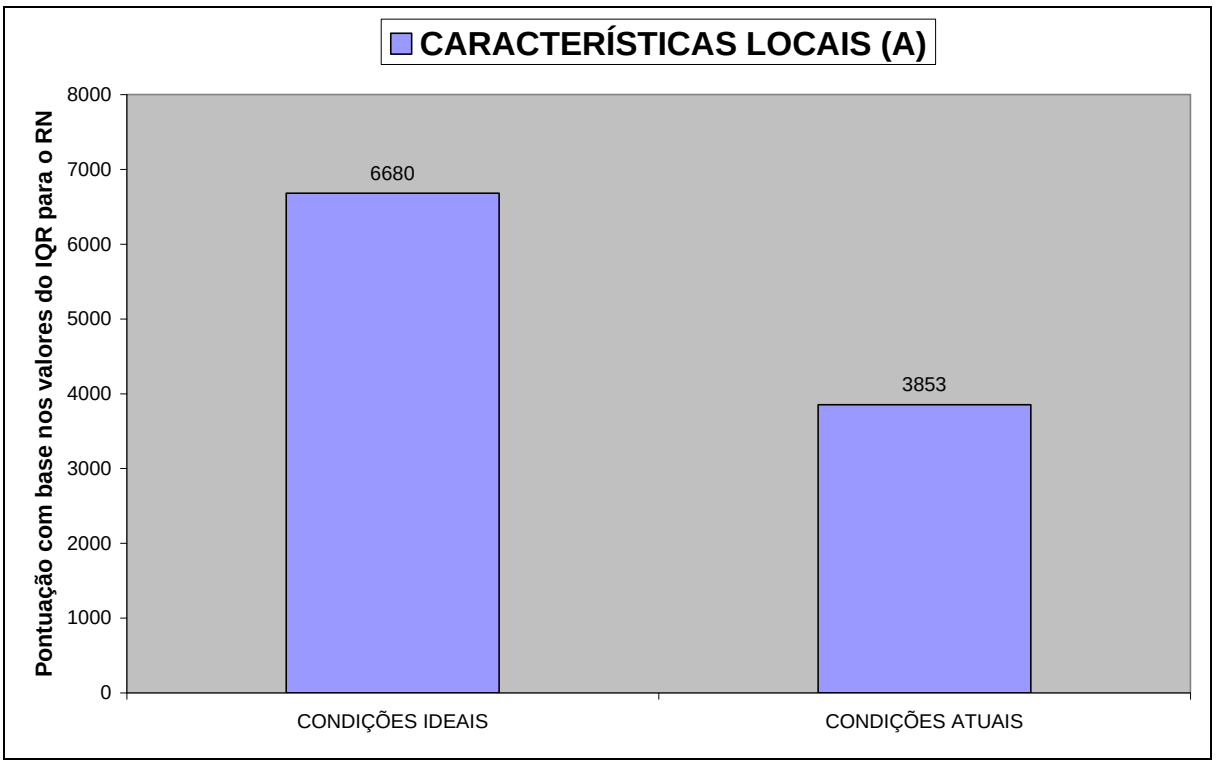


Figura 8: Comparativo das condições ideais X condições atuais com relação às características locais das áreas de disposição final dos RSU´s no RN.

Também levando-se em conta a matriz do IQR e feito o somatório dos pesos máximos das colunas (B) e (C), onde se avaliam a infra-estrutura implantada e as condições operacionais das áreas de disposição final dos resíduos sólidos urbanos, respectivamente, chega-se a um valor total de 45 pontos por coluna e por área estudada. Multiplicando-se este escore pelo número de municípios do estado (cento e sessenta e sete), obtêm-se o valor de 7.515 que expressa o máximo de pontos possíveis para o universo de municípios do RN com relação à infra-estrutura implantada e às condições operacionais nessas áreas.

Nas Figuras 9 e 10 vê-se um comparativo entre as condições ideais das áreas de destino final de resíduos e as condições atuais constadas pela pesquisa quanto aos aspectos da infra-estrutura implantada e das condições operacionais, respectivamente, previstos na metodologia.

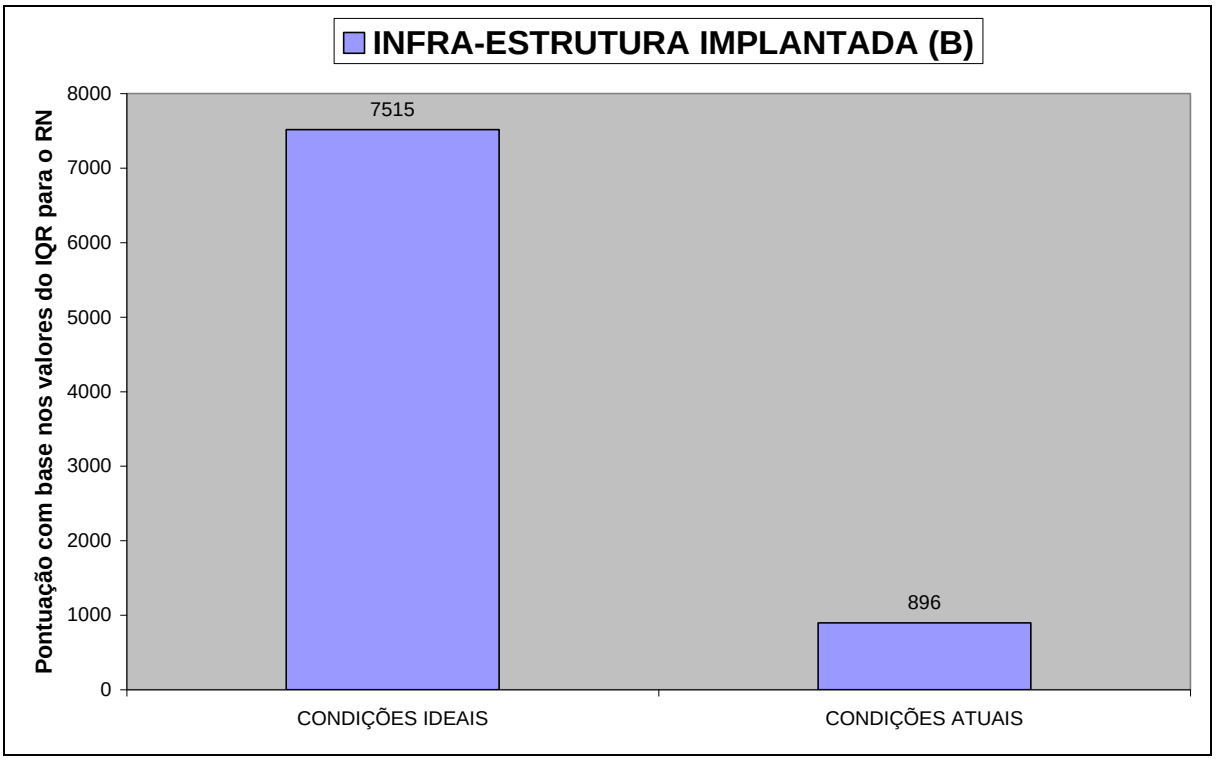


Figura 9: Comparativo das condições ideais X condições atuais com relação à infra-estrutura implantada nas áreas de disposição final dos RSU´s no RN.

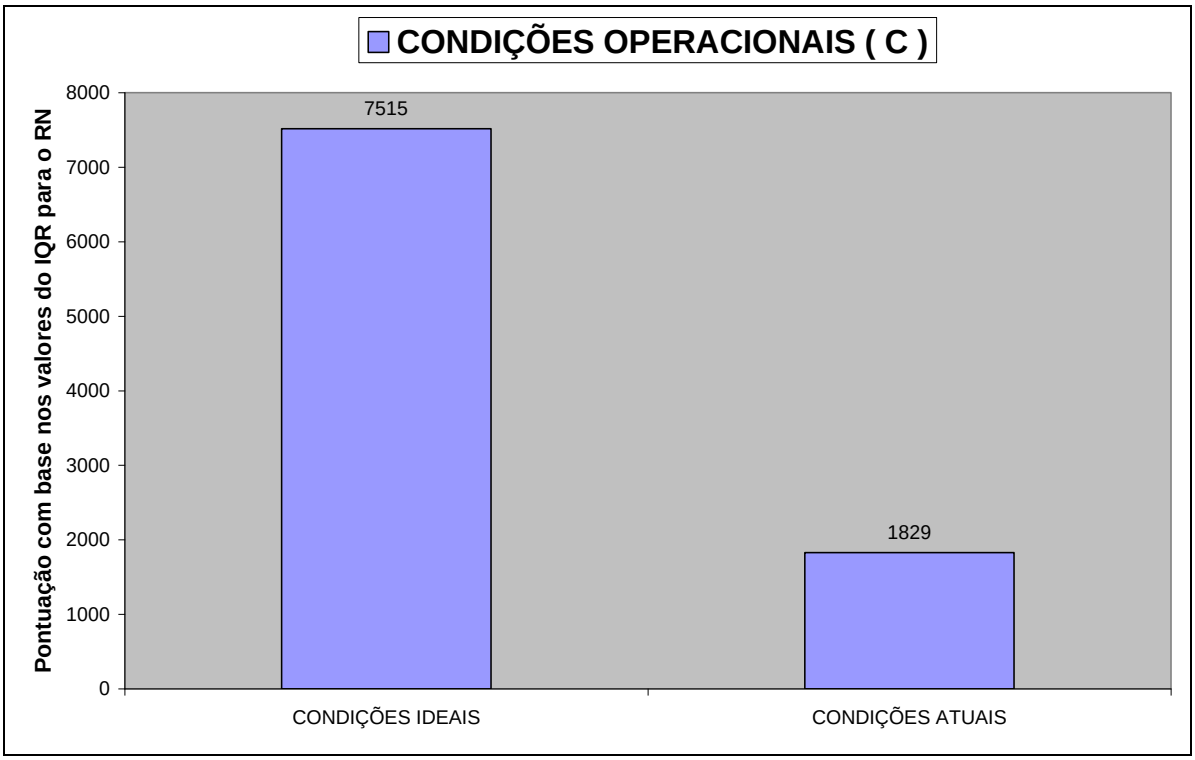


Figura 10: Comparativo das condições ideais X condições atuais com relação as condições operacionais nas áreas de disposição final dos RSU´s no RN.

4. Conclusões

Do estudo conclui-se que apenas 5,4% (09) dos municípios potiguares destinam os seus resíduos de forma ambientalmente correta, ou seja, em aterros sanitários; enquanto os outros 94,6% (158) dos municípios destinam seus lixos de forma inadequada: em lixões a céu aberto. Um atenuante a este fato é que os nove municípios representam 47,47% do total da população norteriograndense.

Fazendo-se um comparativo das condições ideais e das condições encontradas atualmente nas áreas de disposição final dos resíduos sólidos urbanos no Estado do Rio Grande do Norte quanto às três dimensões empregadas para obtenção do Índice de Qualidade de Aterros de Resíduos - IQR: as características locais; a infra-estrutura implantada; e, as condições operacionais atuais atendem apenas 57,67%; 11,92%; e 24,34% das condições ideais, respectivamente.

É imprescindível que o Estado incorpore em sua política ambiental, estratégias que possam auxiliar estes municípios a enfrentarem a realidade constatada neste diagnóstico:

- ✓ Inexistência de planejamento com relação à destinação final dos resíduos urbanos;
- ✓ Pouca capacidade de gestão integrada dos municípios;
- ✓ Insuficiência de pessoal qualificado para o gerenciamento e gestão dos serviços;
- ✓ Baixo índice de reciclagem dos resíduos sólidos gerados;
- ✓ Insustentabilidade das unidades de beneficiamento de resíduos instaladas em pequenos municípios;

- ✓ Rigor das normas técnicas para aterros sanitários aliado à carência de equipamentos adequados à realidade dos pequenos municípios;
- ✓ Presença de catadores, incluindo crianças, trabalhando e tirando o seu sustento dos lixões;
- ✓ Presença de animais domésticos, urubus, moscas e roedores alimentando-se nos lixões e servindo de vetores de doenças, acarretando problemas para a saúde pública;
- ✓ Impacto visual de degradação e miséria no entorno das áreas onde se encontram os lixões;
- ✓ Destinação de resíduos de serviços de saúde e industriais, sem nenhum critério de separação, para os lixões, acarretando enormes riscos aos catadores e ao meio ambiente.

5. Referências Bibliográficas

Braga, B.; Hespanhol, I., Conejo, J. G. L., Barros, M. T. L., Spencer, M.,Porto, M., Nucci, N., Juliano, N., Eiger, S. (2002). *Introdução à engenharia ambiental*. 1ª. Ed. Prentice Hall. São Paulo.

Brito, L. P. (2008). *Índices de qualidade ambiental*. Notas de aulas do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Sanitária, UFRN, Natal.

CETESB (2008). Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental. *Inventário estadual de resíduos sólidos domiciliares*: relatório de 2007. São Paulo.

IBGE (2000). Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Diretoria de Pesquisas, Departamento de População e Indicadores Sociais. Pesquisa Nacional de Saneamento Básico, Brasil.

Lima, A. D., Duarte, A.C.L., Ferreira, L.C. A.; Brito, L. P.(2007*).Índice de qualidade de aterro de resíduos dos municípios de Acari, Jardim do Seridó, Caicó e Serra Negra do Norte, do Estado do Rio Grande do Norte*. In Anais do 24º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, Belo Horizonte.

AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DAS ETA DO SISTEMA MULTIMUNICIPAL DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DO ALGARVE NO ÂMBITO DA INICIATIVA PASt21

Nuno MARTINS[1]; Rui SANCHO[2]; Helena LUCAS[3]; Ana PINA[4]; Margarida DUARTE[5]

RESUMO

Palavras-chave: avaliação de desempenho, ETA, qualidade da água tratada

Os dados gerados diariamente na operação e gestão de estações de tratamento de água (ETA), requerem ferramentas práticas de análise, no sentido de se obterem avaliações fiáveis do seu desempenho e da conformidade da água tratada e fornecida.

A ferramenta utilizada para este estudo foi desenvolvida no âmbito da iniciativa Nacional de Avaliação de Desempenho de ETA e ETAR urbanas <PASt21>, projecto de I&DT coordenado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Com o caso de estudo das ETA do Sistema Multimunicipal de Abastecimento de Água do Algarve (SMAAA), pretendeu-se nos anos de 2006 a 2009, analisar a robustez e aplicabilidade da ferramenta de cálculo proposta, na conformidade da qualidade da água tratada face à legislação em vigor. Nesta óptica, foram calculados os seguintes indicadores:

- Conformidade dos resultados das análises (tWQ01);
- Conformidade dos resultados das análises de sete parâmetros chave (tWQ02)
- Parâmetros analisados (tWQ03.1);
- Parâmetros analisados face aos legislados (tWQ03.2);
- Qualidade da água em cloro residual máximo no(s) ponto(s) de entrega/consumo (tWQ06);
- Qualidade da água em Trihalometanos (THM) no(s) ponto(s) de entrega/consumo (tWQ07).

Os resultados obtidos permitiram verificar a adequação dos indicadores a este tipo de análise e também evidenciar a elevada conformidade da qualidade da água tratada nas ETA do SMAAA nos anos de estudo.

[1] Eng.º Alimentar, Responsável de Tratamento, Águas do Algarve, S.A., Rua do Repouso, 10, 8000 – 302 Faro, +351.289.899070, n.martins@aguasdoalgarve.pt

[2] Eng.º Biotecnólogo, Responsável de Tratamento, Águas do Algarve, S.A., Rua do Repouso, 10, 8000 – 302 Faro, +351.289.899070, r.sancho@aguasdoalgarve.pt

[3] Eng.ª do Ambiente, Directora de Operações - Água, Águas do Algarve, S.A., Rua do Repouso, 10, 8000 – 302 Faro, +351.289.899070, h.lucas@aguasdoalgarve.pt

[4] Eng.ª Biotecnóloga, Mestre em Segurança Alimentar e Saúde Pública, Técnica de Tratamento, Águas do Algarve, S.A., Rua do Repouso, 10, 8000 – 302 Faro, +351.289.899070, a.pina@aguasdoalgarve.pt

[5] Eng.ª Química, Técnica de Tratamento, Águas do Algarve, S.A., Rua do Repouso, 10, 8000 – 302 Faro, +351.289.899070, m.duarte@aguasdoalgarve.pt

1. INTRODUÇÃO

O presente estudo tem como objectivo apresentar os resultados da aplicação da ferramenta desenvolvida pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) no âmbito da iniciativa Nacional de avaliação de desempenho de ETA e ETAR urbanas <Past21>, nomeadamente dos indicadores relativos à qualidade da água nas 4 estações de tratamento de água (ETA) do sistema multimunicipal de abastecimento de água ao Algarve (SMAAA), avaliando-se a sua evolução no período de 2006 a 2009.

A Águas do Algarve, S.A. (AdA) é uma empresa concessionária do SMAAA, composto por 4 ETA, 31 Estações Elevatórias (EE) sendo duas (2) delas reversíveis, 16 reservatórios de água tratada e cerca de 450 km de condutas adutoras (Figura 1). O SMAAA forneceu durante o ano de 2009 aproximadamente 71 milhões de metros cúbicos de água tratada.

A AdA tem uma capacidade máxima de tratamento de água para consumo humano de 5,65 m^3/s (nomeadamente 3.0 m^3/s na ETA de Alcantarilha, 0.15 m^3/s na ETA de Beliche, 0.30 m^3/s na ETA de Fontainhas e 2.2 m^3/s na ETA de Tavira.



Figura 1 – O sistema multimunicipal de abastecimento de água ao Algarve (SMAAA)

2. DESENVOLVIMENTO

No âmbito da iniciativa Nacional PASt21, a AdA propôs-se a avaliar o desempenho das ETA do SMAAA, na vertente qualidade da água tratada e fornecida, através do cálculo de 6 indicadores de desempenho (tWQ01, tWQ02, tWQ3.1, tWQ3.2, tWQ06 e tWQ07) no período compreendido entre os anos 2006 e 2009.

2.1. Apresentação dos indicadores

A abordagem inicial na selecção dos indicadores recaiu na definição de critérios de qualidade, e portanto centrada na qualidade da água tratada e fornecida aos clientes. Os indicadores seleccionados para este estudo foram:

- **tWQ01 – Conformidade dos resultados das análises**

O objectivo deste indicador é avaliar a conformidade dos resultados da monitorização da qualidade da água tratada em relação aos critérios definidos pela Entidade Gestora (EG) para a água à saída da ETA, entre os parâmetros e respectivos Valores Limite (VL).

O cálculo deste indicador é efectuado através da razão entre as análises conformes com os critérios de qualidade definidos pela EG, sobre as análises realizadas à água tratada e é expresso em percentagem (%). O algoritmo de cálculo é apresentado pela seguinte expressão:

$$(tC05) / (tC01) \times 100 \quad (1)$$

tC05 - análises conformes com os critérios de qualidade definidos pela EG
tC01 - análises realizadas à água tratada

- **tWQ02 – Conformidade dos resultados das análises de sete parâmetros chave**

O objectivo deste indicador é avaliar a conformidade dos resultados da monitorização de sete parâmetros chave definidos no âmbito do <PASt21>, nomeadamente, ferro, manganês, alumínio, turvação, THM, bromato e bactérias coliformes em relação aos VL definidos pela EG para a água à saída da ETA.

O indicador é calculado através da razão entre os parâmetros chave conformes com os VL, sobre as análises realizadas aos parâmetros chave e é expressa em percentagem (%).

$$(tC06) / (tC02) \times 100 \quad (2)$$

tC06 - análises conformes aos sete parâmetros chave de acordo com os critérios definidos para VL
tC02 - análises realizadas aos sete parâmetros chave.

- **tWQ03 – Parâmetros analisados**

O objectivo dos indicadores (tWQ03.1 e tWQ03.2) é a avaliação dos parâmetros analisados na água tratada em relação aos parâmetros cuja monitorização é prevista na legislação relativa à qualidade da água para consumo humano.

tWQ03.1 – Parâmetros analisados;

Este indicador é obtido através da razão entre os parâmetros analisados e os parâmetros previstos na legislação para os pontos de entrega (PE) e é expressa em percentagem (%).

$$(tC03) / (tB01) \times 100 \quad (3)$$

tC03 – parâmetros analisados
tB01 - parâmetros previstos na legislação para os PE

tWQ03.2 – Parâmetros analisados face aos legislados;

O apuramento deste indicador é realizado através da razão entre parâmetros analisados face aos legislados no PE sobre os parâmetros previstos na legislação do PE e é expresso em percentagem (%).

$$(tC04) / (tB01) \times 100 \quad (4)$$

tC04 – parâmetros analisados face aos legislados no PE
tB01 - parâmetros previstos na legislação para os PE

- **tWQ06 – Qualidade da água em cloro residual máximo no(s) ponto(s) de entrega / consumo;**

O objectivo deste indicador é a avaliação da capacidade da ETA para produzir uma água que terá as características adequadas no ponto de entrega (em alta) / consumo (em baixa) em termos do teor máximo de cloro residual livre.

Este indicador é obtido através da razão entre a média dos 10% de valores mais elevados de cloro residual livre sobre o VL máximo de cloro residual livre e é expressa em percentagem (%).

$$(tC08) / (tB03) \times 100 \quad (5)$$

tC08 – Média dos 10% de valores mais elevados de cloro residual livre
tB03 - VL máximo de cloro residual livre

- **tWQ07 – Qualidade da água em THM no(s) ponto(s) de entrega / consumo;**

O objectivo deste indicador é a avaliação da capacidade da ETA para produzir uma água que terá as características adequadas no ponto de entrega (em alta) / consumo (em baixa) em termos do teor de THM totais.

Este indicador é obtido através da razão entre a média dos 10% de valores mais elevados de THM sobre o VL máximo de THM e é expressa em percentagem (%).

(tC09) / (tB04) x 100 (6)

tC09 – Média dos 10% de valores mais elevados de THM
tB04 - VL de THM

2.2. Base de Cálculo de Indicadores

O quadro 1 seguidamente apresentado compila o elevado número de dados utilizados e relativos às ETA do SMAAA, no período de 2006 a 2009, como base de cálculo para o apuramento dos indicadores do presente estudo.

Quadro 1 – Dados base para cálculo dos indicadores agregados para as 4 ETA do SMAAA

			2009	2008	2007	2006
tB01	Parâmetros previstos na legislação do ponto de entrega	**tWQ03.1; tWQ03.2**	228	228	204	204
tC01	Análises realizadas à água tratada	**tWQ01**	6.939	8.708	8.229	9.010
tC02	Análises realizadas aos parâmetros chave (ferro, manganês, alumínio, turvação, THM, bromato e bactérias coliformes)	**tWQ02**	2.918	4.062	4.042	4.998
tC03	Parâmetros analisados	**tWQ03.1**	175	183	186	191
tC04	Parâmetros analisados face aos legislados no ponto de entrega	**tWQ03.2**	174	182	168	176
tC05	Análises conformes com os critérios de qualidade definidos pela EG	**tWQ01**	6.745	8.702	8.218	9.005
tC06	Análises dos parâmetros ferro, manganês, alumínio, turvação, THM, bromato e bactérias coliformes, conforme com os VL	**tWQ02**	2.734	4.058	4.033	4.997
tC08	Média dos 10% de valores mais elevados de cloro residual livre	**tWQ06; tWQ07**	1,0	1,0	1,1	
tC09	Média dos 10% de valores mais elevados de THM	**tWQ06; tWQ07**	27	31	37	

O número de parâmetros considerados (51) nos anos de 2006 e 2007 difere do número de parâmetros considerados (57) os anos de 2008 e 2009, devido à alteração da legislação em vigor, do Decreto-Lei 243/2001 para o Decreto-Lei 306/2007, sobre a qualidade da água para consumo humano.

O número total de análises realizadas à água tratada nas 4 ETA aumentou na sequência da implementação do Plano de Segurança da Água (de 2007 para 2008) mas reduziu significativamente de 2008 para 2009, após a sua implementação e validação.

Para a análise da água tratada não foram considerados pela AdA na ferramenta, os parâmetros de cloro residual, dureza total e índice de Langelier, por terem como VL, apenas valores recomendados na legislação. Assim e para haver equidade entre os dados

analisados nas 4 ETA, foi opção da AdA não utilizar estes parâmetros nas representações gráficas de apresentação de resultados.

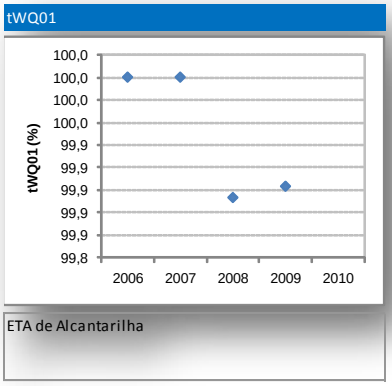
Foram seleccionados como VL, os valores paramétricos previstos nos Decreto-Lei 306/2007 e Decreto-Lei 243/2001, e a conformidade da água nos anos de 2006 a 2009, foi devidamente comprovada e avaliada através de procedimentos, boas práticas de operação e por um elevado volume de determinações nas diversas etapas de tratamento, permitindo, no momento, avaliar, ajustar e validar os desvios operacionais, nunca colocando em risco, pelo fornecimento da água para consumo humano, a saúde dos seus clientes e pública em geral, como pôde ser comprovado através da análise dos indicadores estudados.

2.3. Resultados e Discussão

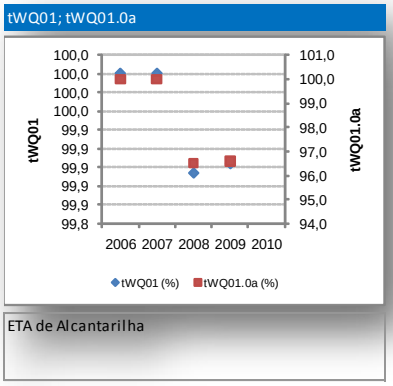
Nos gráficos seguintes são apresentados os resultados dos indicadores apurados para as 4 ETA e PE do SMAAA.

- **tWQ01 – Conformidade dos resultados das análises;**

Para cada ETA do SMAAA serão apresentados 2 gráficos, 1 referente ao indicador tWQ01 e 1 outro que cruzará a informação entre o indicador tWQ01 e os parâmetros que contribuíram para eventuais desvios nos anos de estudo (p ex tWQ01.0a, tWQ01.0b).



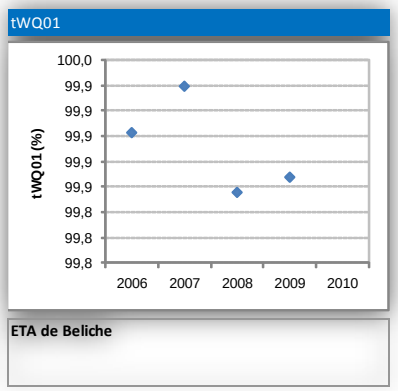
(a)

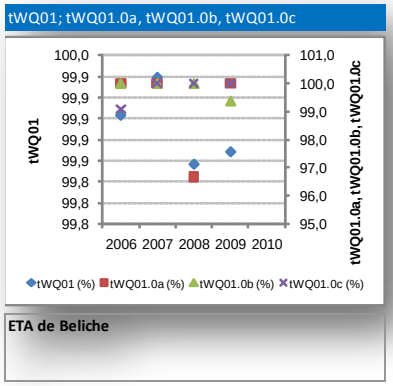


(b)

Figura 2 – (a) Representação dos resultados obtidos do cálculo do indicador tWQ01 para a ETA de Alcantarilha; (b) Representação dos parâmetros que apresentam desvios para a ETA de Alcantarilha.

A ETA de Alcantarilha, através da análise da Figura 2, e pelo resultado obtido através do cálculo do indicador tWQ01, demonstra uma conformidade de 100% nos anos de 2006 e 2007, e nos anos seguintes foi obtida uma conformidade de 99.9%, devendo-se este desvio pontual ao parâmetro bromato (tWQ01.0a).

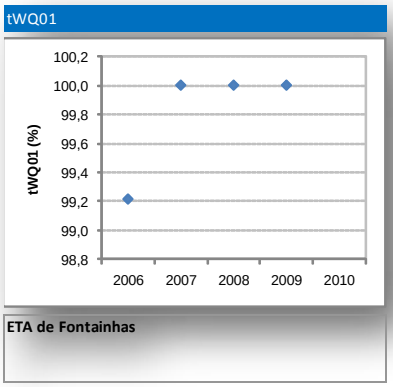


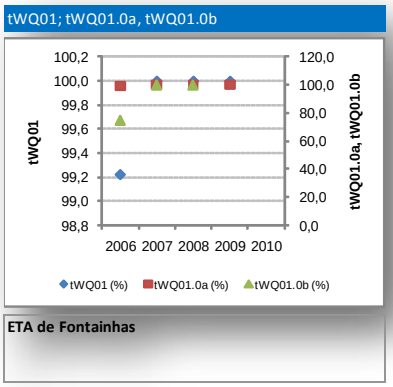


(a) (b)

Figura 3 – (a) Representação dos resultados obtidos do cálculo do indicador tWQ01 para a ETA de Beliche; (b) Representação dos parâmetros que apresentam desvios para a ETA de Beliche.

A ETA de Beliche apresentou uma conformidade acima de 99.8% no período em análise. Como é possível verificar pela análise da Figura 3, foram registados desvios pontuais nos anos em estudo, nomeadamente, aos parâmetros bactérias coliformes (tWQ01.0c), bromato (tWQ01.0a) e número de colónias a 22ºC (tWQ01.0b).

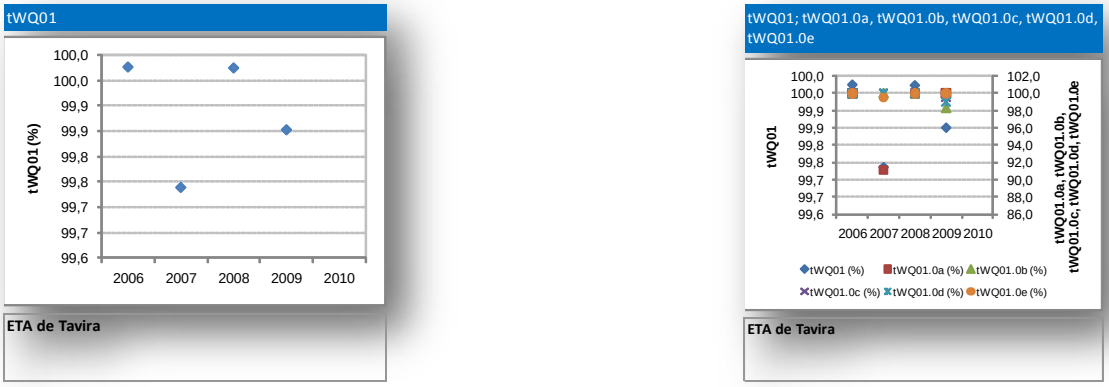




(a) (b)

Figura 4 – (a) Representação dos resultados obtidos do cálculo do indicador tWQ01 para a ETA de Fontainhas; (b) Representação dos parâmetros que apresentam desvios para a ETA de Fontainhas.

Na ETA de Fontainhas a conformidade dos resultados analíticos à água tratada foi a 100%,com a excepção do ano de 2006 (99.2%) como apresenta a Figura 4. No ano em questão verificaram-se desvios pontuais na conformidade da água tratada aos parâmetros *Escherichia coli* (tWQ01.0a) e sabor (tWQ01.0b).



(a) (b)

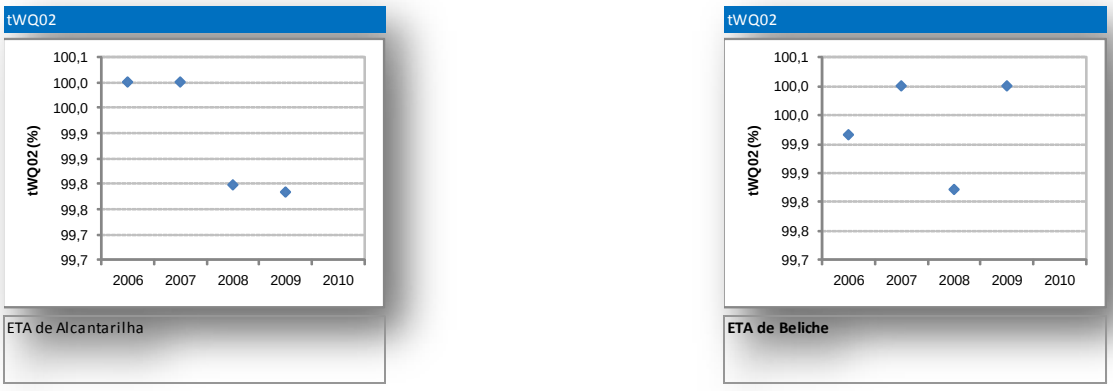
Figura 5 – (a) Representação dos resultados obtidos do cálculo do indicador tWQ01 para a ETA de Tavira; (b) Representação dos parâmetros que apresentam desvios para a ETA de Tavira.

Como demonstrado pela análise da Figura 5, a ETA de Tavira obteve uma conformidade na qualidade da água tratada no mínimo de 99.9%, com excepção do ano de 2007 (99.7%). Embora tenham sido detectados desvios pontuais nos anos de 2007 e 2009, aos parâmetros bromato (tWQ01.0a), turvação (tWQ01.0e), *Clostridium perfringens* (tWQ01.0b), número de colónias a 22.ºC (tWQ01.0c) e número de colónias a 37.ºC (tWQ01.0d), nos anos de 2006 e 2008 a conformidade foi de 100%.

Na globalidade das ETA do SMAAA, o indicador tWQ01 no período de estudo demonstra um elevado grau de cumprimento na qualidade da água tratada (> 99.2%), havendo contudo desvios pontuais, alguns deles associados aos sete parâmetros chave, previstos na ferramenta (ferro, manganês, alumínio, turvação, THM, bromato e bactérias coliformes) que são detalhados na análise do indicador tWQ02.

- **tWQ02 – conformidade dos resultados das análises de sete parâmetros chave;**

Como já anteriormente referido, este indicador representa a selecção de sete parâmetros (ferro, manganês, alumínio, turvação, THM, bromato e bactérias coliformes), considerados chave, pela ferramenta em uso, no tratamento da água para consumo humano.



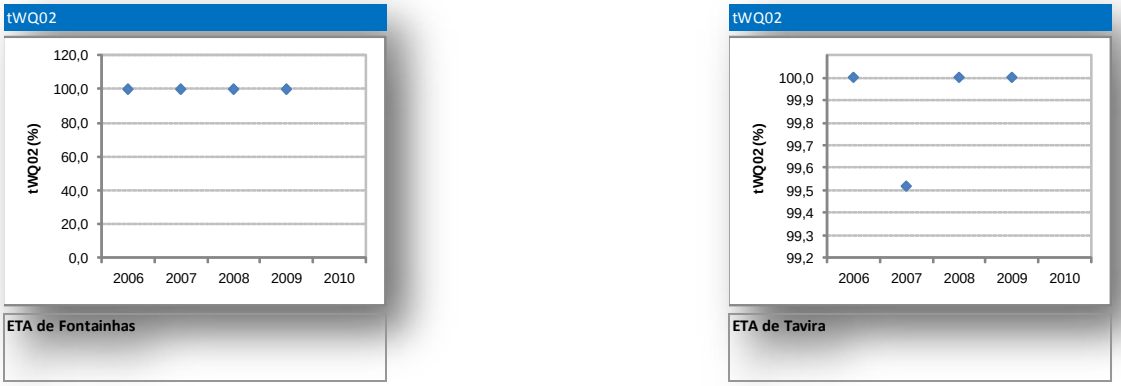


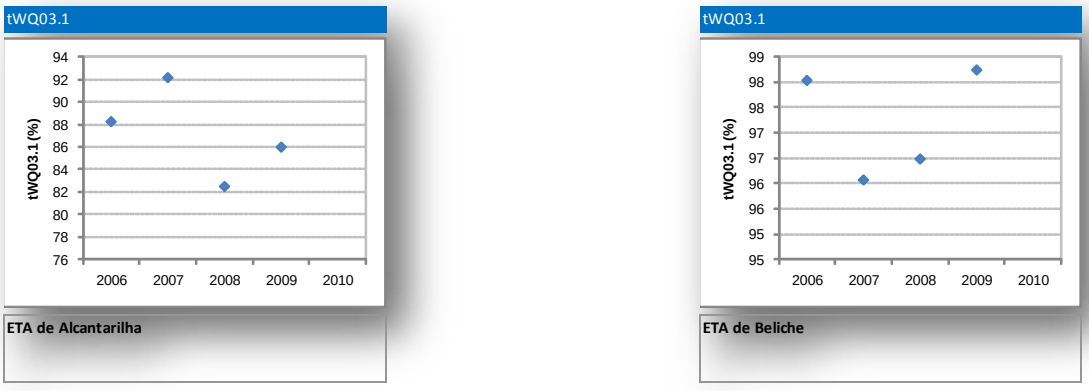
Figura 6 – Representação dos resultados obtidos do cálculo do indicador tWQ02 para as 4 ETA do SMAAA no período de 2006 a 2009

Os resultados obtidos no indicador tWQ02, através das representações gráficas contidas na Figura 6, demonstram uma conformidade muito elevada, superior a 99.5%, relativamente aos sete parâmetros chave analisados em todas as ETA ao longo do tempo.

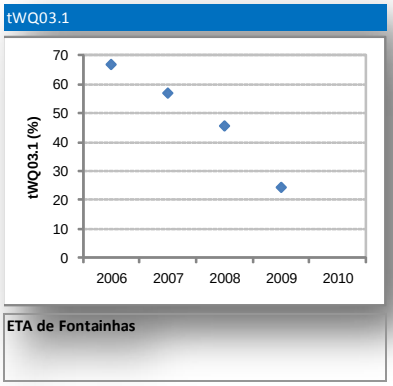
Os parâmetros definidos como chave pela ferramenta em uso, no âmbito do <PASt21>, representam 42 a 55% do volume de análises de controlo operacional realizadas nas ETA do SMAAA, demonstrando deste modo, de que a preocupação da AdA em controlar a qualidade da água vai ao encontro dos parâmetros definidos como chave para a ferramenta.

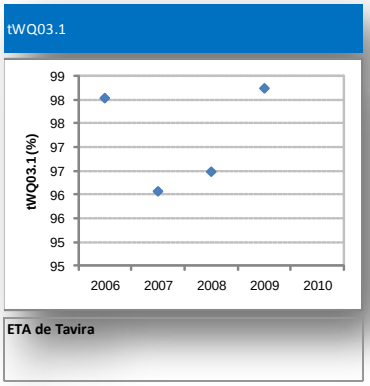
Estes indicadores evidenciam a ausência de oscilações na qualidade da água tratada (apesar de desvios muito pontuais e de gama muito reduzida), e comprovam que para este nível de conformidade superior a 99.5% os parâmetros chave não foram totalmente, embora pontualmente, responsáveis pelos desvios observados, tal como também comprovado na análise do indicador tWQ01.

- **tWQ03.1 – parâmetros analisados**



(a) (b)



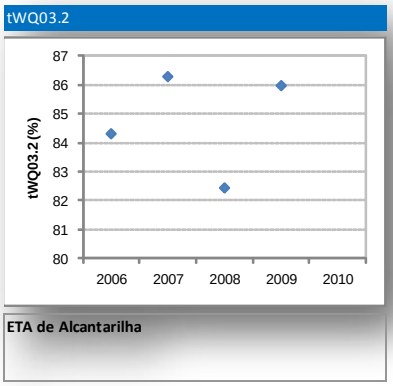


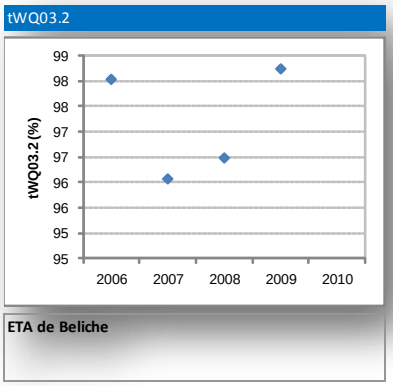
(c) (d)

Figura 7 – Representação dos resultados obtidos do cálculo do indicador tWQ03.1 para as 4 ETA do SMAAA

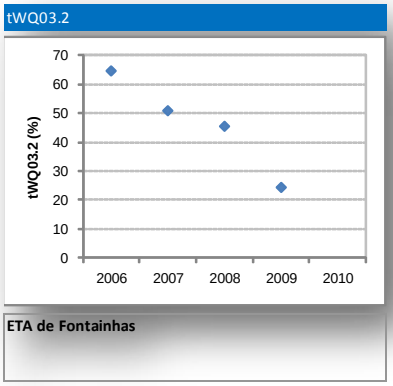
Como é observado pela análise das figuras 7 (b) e 7 (d) nas ETA de Beliche e Tavira os resultados são idênticos durante o período de estudo, variando entre os 96% a 98%. Tal como referido anteriormente, os parâmetros definidos para testar a ferramenta foram os presentes nos Decreto-Lei 243/2001 e Decreto-Lei 306/2007. Contudo existem alguns parâmetros que a AdA optou por não carregar, como os PAH que entre 2006-2008 eram determinados individualmente e não como totais, ou a oxidabilidade e o carbono orgânico total em que apenas é necessário determinar um dos dois parâmetros, tendo a AdA optado por determinar o carbono orgânico total. O não carregamento de alguns dos parâmetros acima descritos leva a que de acordo com os 57 parâmetros pré-definidos na ferramenta se verifica um cumprimento inferior a 100%, apesar da AdA cumprir na totalidade as determinações conformeestipulado no Decreto-Lei 306/2007.

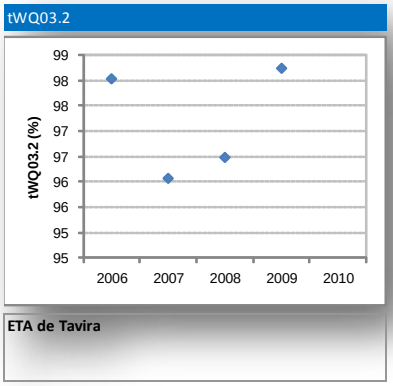
- **tWQ03.2 – parâmetros analisados face aos legislados;**





(a) (b)





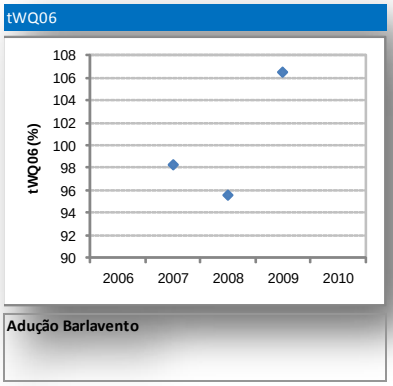
(c) (d)

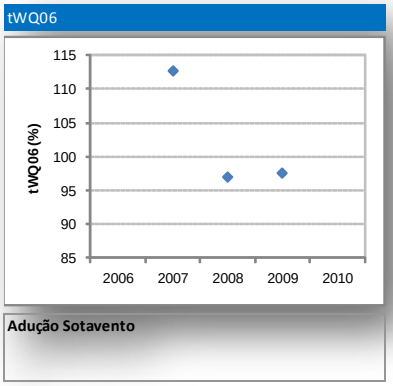
Figura 8 – Representação dos resultados obtidos do cálculo do indicador tWQ03.2 para 4 ETA do SMAAA

Neste indicador é avaliado o cumprimento dos parâmetros face ao estipulado na legislação em vigor.No caso da AdA, os resultados são os mesmos apresentados no indicador anterior dado que se optou por carregar apenas os parâmetros previstos na legislação em vigor, como é possível visualizar na comparação entre as Figuras 7 e 8.

Relativamente aos dados associados à ETA de Fontainhas e dado que o ponto de colheita de água tratada desta instalação não é parte integrante do Plano de Controlo da Qualidade da Água (PCQA), o controlo operacional da qualidade da água desta ETA é efectuado na água filtrada para os parâmetros químicos e na água tratada para os parâmetros microbiológicos, dado que a jusante desta etapa ocorre mistura com água de outra origem. Como a versão em vigor da ferramenta, apenas permite a comparação de VL com dados das águas tratadas, pelo que os dados apresentados na Figura 8 (c), não constituem um indicador válido. No que respeita à ETA de Alcantarilha, e como mencionado e justificado anteriormente, como não foram carregados os dados de cloro residual livre, dureza total e índice de saturação de Langelier e a versão actual da ferramenta não permite inibição da comparação destes valores, pelo que a informação disponibilizada pelo indicador representado na Figura 8 (a) não constitui informação válida.

- **tWQ06 – Qualidade da água em cloro residual máximo no(s) ponto(s) de entrega/consumo**





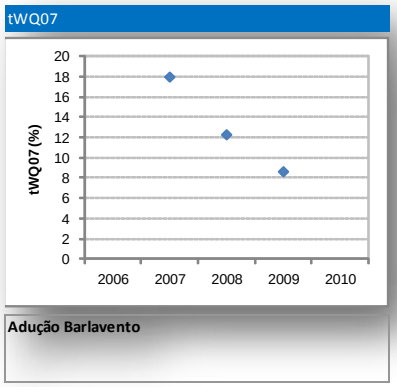
(a) (b)

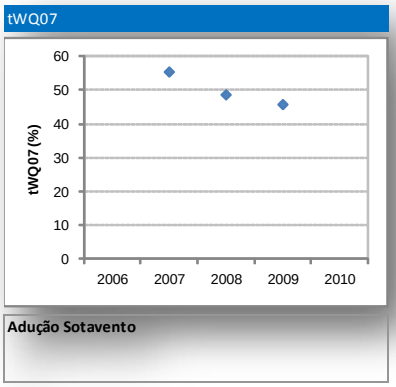
Figura 9 – (a) Representação dos resultados obtidos do cálculo do indicador tWQ06 para a Adução de Barlavento; (b) Representação dos resultados obtidos do cálculo do indicador tWQ06 para a Adução de Sotavento

Para a análise comparativa dos dados deste indicador, estabeleceu-se como valor limite máximo para o cloro residual livre, o valor de 1.0 mg/L, previsto Ana especificação do produto "água para consumo humano" - APCER5001, uma vez que a legislação é omissa quanto aos valores máximos do residual de desinfectante no fornecimento de água em alta. Foram apenas utilizados os dados dos anos de 2007 a 2009, dado que este indicador será posteriormente relacionado com o indicador tWQ07e os dados disponíveis para o parâmetro THM totais só estão disponíveis para análise, posteriormente ao ano de 2007.

Com base nos resultados obtidos na Figura 9, no cálculo deste indicador, verifica-se de que os 10% de valores mais elevados de cloro residual livre nos PE do SMAAA, encontram-se na média de 1.0 mg/L. Pode-se também inferir de que se dos 10% de valores máximos de cloro verificados no sistema em alta, não existiram valores mais elevados ao teor de 1.0 mg/L de cloro residual livre e que na sua maioria o fornecimento manteve-se dentro do limite expectável e estabelecido pela APCER5001.

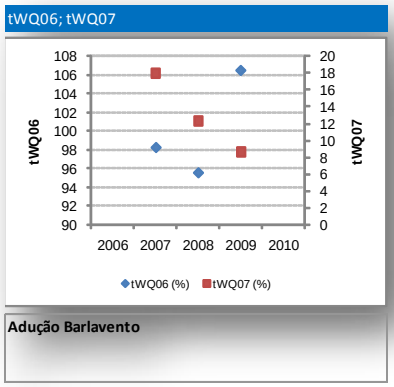
- **tWQ07 – Qualidade da água em THM no(s) ponto(s) de entrega/consumo**

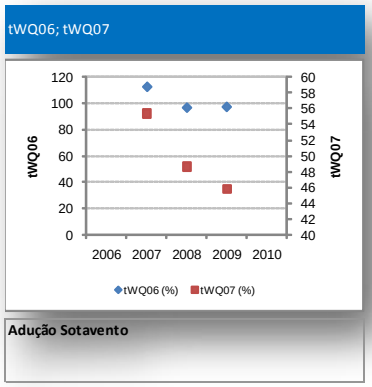




(a) (b)

Figura 10 – (a) Representação dos resultados obtidos do cálculo do indicador tWQ07 para a Adução de Barlavento; (b) Representação dos resultados obtidos do cálculo do indicador tWQ07 para a Adução de Sotavento





(a) (b)

Figura 11 – (a) Representação dos resultados obtidos do cálculo do indicador tWQ06 e tWQ07 para a Adução de Barlavento; (b) Representação dos resultados obtidos do cálculo do indicador tWQ06 e tWQ07 para a Adução de Sotavento

Este indicador deve ser analisado conjuntamente com o anteriormente apresentado, tWQ06, uma vez que a formação de THM está também relacionada com o doseamento de cloro efectuado nas ETA.

Através da análise das Figuras 10 e 11, pode-se concluir que, os 10% de valores máximos de cloro residual livre analisados no sistema de abastecimento em alta, não contribuíram para a formação de THM, tendo estes subprodutos da desinfecção estado sempre abaixo do

limite previsto na legislação em vigor, de 150µg/L até 2008 e 100µg/L a partir de 2009, como representado nos (a) e (b) da Figura 11.

3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A apresentação dos resultados dos indicadores relativos à qualidade de água tratada nas 4 ETA do SMAAA permitiu analisar o histórico de dados existentes e confirmar a elevada conformidade da qualidade da água tratada de acordo com a legislação em vigor entre os anos de 2006 a 2009 (Decreto-Lei 243/2001 e Decreto-Lei 306/2007), e possibilitou essencialmente testar, na óptica da EG, algumas das potencialidades desta ferramenta de trabalho desenvolvida pelo LNEC no âmbito da iniciativa <PASt21>.

A avaliação da conformidade possibilitada pela aplicação dos indicadores da qualidade da água, permitiu à AdA aperceber-se de alguns pontos fortes da aplicação enquanto ferramenta de suporte à operação e gestão das ETA no âmbito da qualidade da água tratada e fornecida, mas também para identificar as dificuldades verificadas na utilização da ferramenta e identificar algumas oportunidades de melhoria.

Pontos Fortes:

- O recurso a uma ferramenta de cálculo de indicadores de desempenho por parte de uma EG é de enorme utilidade como ferramenta de apoio à decisão e acompanhamento de tendências ao longo do tempo através da análise de dados gerados pelos sistemas que operam;
- É uma ferramenta sensível de análise, em especial na identificação dos resultados da qualidade da água que apresentaram desvio à conformidade;
- O resultado da análise e cálculo de indicadores é de fácil interpretação;
- A geração gráfica está bem acessível e focada nos pontos que requerem uma análise com maior especificidade.

Dificuldades na utilização da ferramenta:

- Para uma análise consistente, é requerido um elevado carregamento “manual” dados;
- Potencia o erro humano (*input* manual de diferentes origens: eChiron, MAC, sistemas de Supervisão e Telegestão, NAVIA);
- Obriga a uma rigorosa verificação e validação dos dados inseridos (garantir a fiabilidade da análise);
- Nalgumas situações a ferramenta é pouco flexível a especificidades da EG (p/ ex. inserção de novos pontos de amostragem).

Oportunidades de Melhoria:

- A aplicação não deveria ter a possibilidade de editar dados validados, para não originar erros, com consequências na perda de informação, no entanto, é possível identificar facilmente os eventuais erros introduzidos na ferramenta;

- A pro-actividade da aplicação poderia melhorar através da criação de uma interface de importação de dados das fontes existentes nas EG ou para avaliação em curtos períodos temporais;
- No caso concreto dos indicadores testados, possibilitar a criação de novos locais de amostragem nas ETA (p/ ex. água tratada 2 para um período especifico), possibilitar a remoção de parâmetros que não são necessários determinar ou dispensados de realizar pela EG (p/ ex. alguns pesticidas individuais),

Referências Bibliográficas:

Vieira, P. ; Rosa, M. J. ; Alegre, H.; Ramalho, P. ; Silva, C. ; Quadros, S. (2010). "Past21-Iniciativa Nacional de Avaliação de Desempenho de ETA e ETAR urbanas", in *Actas do 10º Congresso da Água*.

Vieira, P. "*Avaliação de desempenho de Estações de Tratamento de Água",* Tese de Doutoramento em Ciências e Tecnologias do Ambiente, Especialidade em Tecnologias do Ambiente, Universidade do Algarve, 2009.

Avaliação de desempenho operacional de ETAR urbanas

Sílvia QUADROS (1); Maria João ROSA (2); Helena ALEGRE (3);
Catarina SILVA (4); Pedro RAMALHO (5)

Resumo

Os principais desafios actuais da gestão de estações de tratamento de águas residuais (ETAR) urbanas são o cumprimento dos requisitos de descarga, da água para reutilização e das lamas para valorização, a optimização da utilização de recursos e a diminuição da pegada ecológica. Para responder positivamente a estes desafios, as entidades gestoras devem estabelecer objectivos e metas claras, implementar processos de gestão de acordo com as melhores práticas, e apostar na auto-avaliação. Neste contexto, foi recentemente desenvolvido um sistema de avaliação de desempenho de ETAR urbanas.

Nesta comunicação, apresenta-se a componente operacional desse sistema, que avalia, através de índices de desempenho que incorporam juízos de valor, a *Eficiência de remoção* e o *Funcionamento dos órgãos* de cada operação/processo unitário ou etapa do tratamento e a *Qualidade da água residual tratada*. Pormenorizam-se aspectos associados à identificação das variáveis de estado e à construção das funções de desempenho necessárias ao cálculo dos índices e apresentam-se resultados da aplicação a um caso de estudo.

Os resultados obtidos permitem concluir que o sistema desenvolvido constitui um instrumento útil para a gestão de ETAR, na medida em que traduz de forma objectiva o desempenho operacional da instalação e identifica parâmetros-chave de funcionamento que condicionam a eficiência (de remoção e económica) de cada etapa do tratamento e a eficácia global da ETAR, ou seja, a qualidade do produto final – água residual para descarga e/ou reutilização.

Palavras-chave

Avaliação de desempenho, barreiras múltiplas, eficiência, índices de desempenho, sustentabilidade, tratamento de águas residuais.

(1) Eng.ª do Ambiente, Mestre em Engenharia Sanitária, Assistente da Universidade dos Açores, Departamento de Ciências Agrárias, *Campus* de Angra do Heroísmo, 9701-851 Angra do Heroísmo, squadros@uac.pt

(2) Eng.ª Química, Doutora em Engenharia Química, Investigadora Principal do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, I.P., Departamento de Hidráulica e Ambiente, Núcleo de Engenharia Sanitária, Av. do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, mjrosa@lnec.pt

(3) Eng.ª Civil, Doutorada em Engenharia Civil, Investigadora Principal Habilitada do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, halegre@lnec.pt

(4) Eng.ª do Ambiente, Mestre em Engenharia do Ambiente, Bolseira de Investigação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Hidráulica e Ambiente, Núcleo de Engenharia Sanitária, Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, csilva@lnec.pt

(5) Eng.º do Ambiente, Bolseiro de Investigação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Hidráulica e Ambiente, Núcleo de Engenharia Sanitária, Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, pramalho@lnec.pt

1. INTRODUÇÃO

O cumprimento dos requisitos da água residual tratada para descarga ou utilização e das lamas para valorização, a optimização da utilização de recursos e a diminuição da pegada ecológica constituem os principais desafios actuais da gestão de estações de tratamento de águas residuais (ETAR) urbanas. Estes desafios são especialmente importantes para Portugal, devido ao papel determinante das ETAR no sucesso de projectos de reutilização de água – opção com grande potencial em Portugal – e na diminuição da poluição da água. Segundo a APA (2009), a qualidade das massas de água subterrâneas e superficiais, assim como a qualidade das águas balneares interiores, esteve aquém dos padrões de qualidade da água para aquelas águas. Para responder positivamente a estes desafios, as entidades gestoras devem estabelecer objectivos e metas claras, implementar processos de gestão de acordo com as melhores práticas e apostar na auto-avaliação no sentido de atingir as metas estabelecidas.

A implementação de instrumentos de avaliação de desempenho constitui um contributo importante para atingir esses objectivos de excelência, na medida em que conduz a uma melhoria contínua do funcionamento da instalação e à utilização sustentável de recursos.

Neste contexto, e no âmbito de um projecto de investigação nacional recentemente concluído (Alegre *et al.*, 2009), de outro em curso (Rosa *et al.*, 2010; http://past21.lnec.pt/) e de uma tese de doutoramento (Quadros, 2010) foi desenvolvido um sistema de avaliação de desempenho de ETAR urbanas. À semelhança do sistema análogo desenvolvido para estações de tratamento de água (Vieira *et al.*, 2008, 2009, 2010), o sistema para ETAR inclui uma componente de avaliação de desempenho global (descrita em Quadros *et al*., 2009, 2010) e uma componente de avaliação de desempenho operacional (Figura 1).



Figura 1 Sistema de avaliação de desempenho de ETAR (adaptado de Vieira *et al.,* 2009).

Nesta comunicação apresenta-se a componente operacional desse sistema, com ênfase na metodologia de obtenção das funções de desempenho necessárias ao cálculo dos índices, e os resultados da sua aplicação a uma ETAR urbana dimensionada para um caudal nominal de 54 500 m^3/d.

2. AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO OPERACIONAL

A avaliação de desempenho operacional de ETAR foi concebida de forma a constituir um instrumento de apoio à operação do sistema de tratamento.

Esta componente do sistema de avaliação do desempenho de ETAR urbanas identifica os pontos críticos do processo de tratamento e respectivas condições críticas de operação, recorrendo a resultados de *Qualidade da água residual tratada* e de *Eficiência de remoção* (ou inactivação, no caso de agentes biológicos) e de *Funcionamento dos órgãos* de cada operação/processo unitário ou etapa do tratamento – critérios de avaliação de desempenho operacional (Figura 1). Pretende-se que a ETAR actue como um sistema de barreiras múltiplas à passagem de contaminantes, aumentando assim a fiabilidade e a segurança do produto final (água para descarga e/ou água para reutilização).

A metodologia adoptada utiliza índices como medida de avaliação de desempenho operacional de ETAR urbanas. À semelhança do sistema desenvolvido para estações de tratamento de água (Vieira *et al.*, 2009, 2010) e da segunda geração dos sistemas de avaliação de desempenho desenvolvidos no âmbito do projecto PASt21 (Rosa *et al.*, 2010), os índices de desempenho (PX) são adimensionais e têm subjacente um juízo de valor, estabelecido previamente para cada um dos três critérios de avaliação acima mencionados – ao valor zero corresponde a ausência de função, a 100 corresponde desempenho mínimo aceitável, a 200 desempenho bom e a 300 desempenho excelente. Conforme explicado na secção 4, os índices são calculados aplicando funções de desempenho a variáveis de estado.

3. CASO DE ESTUDO E DADOS DE BASE

O caso de estudo corresponde a uma ETAR urbana, dimensionada para o caudal nominal de 54 500 m^3/dia, correspondente a 213 510 e. p., no ano horizonte de projecto (2015).

O esquema de tratamento inclui pré-tratamento (gradagem, tamização, desarenação e desengorduramento), tratamento primário (decantação primária convencional), tratamento secundário e tratamento de afinação, este último constituído por filtração e desinfecção por radiação ultravioleta. O tratamento secundário realiza-se em reactores de biomassa suspensa com remoção conjunta de carbono e nutrientes e decantação secundária (processo tipo A2/O), precedidos por tanque de igualização, uma vez que a ETAR se localiza numa zona com implantação industrial. O tratamento das lamas é constituído por espessamento, homogeneização, estabilização biológica, desidratação e estabilização química.

A licença de descarga da ETAR estabelece valores-limite para SST, CBO_5 e CQO – coincidentes com os valores paramétricos do DL 152/97 de 19 de Junho – e para pH, óleos, hidrocarbonetos e cádmio, dados pelos valores-limite de emissão do DL 236/98 de 1 de Agosto. A água residual tratada é também monitorizada relativamente a parâmetros microbiológicos com vista à sua utilização na rega e outros usos urbanos, assim como para água de serviço na ETAR.

O período de referência do estudo corresponde aos anos de 2006, 2007 e 2008. Foram utilizados dados de exploração relativos a parâmetros de qualidade da água residual bruta e água residual/lamas à saída de cada OPU/etapa, sendo os parâmetros físico-químicos determinados em amostra composta. Foram também utilizados os registos de caudal diário afluente à ETAR.

4. DESENVOLVIMENTO DAS FUNÇÕES DE DESEMPENHO

4.1. Qualidade da água residual tratada

Os índices de desempenho de *Qualidade da água residual tratada* obtêm-se aplicando funções de desempenho aos parâmetros físico-químicos e microbiológicos determinados na água residual tratada e baseiam-se nos respectivos valores-limite impostos pela licença de descarga ou pela licença/contrato de reutilização de água, ou em valores mais exigentes propostos pela entidade gestora da ETAR.

Para os parâmetros físico-químicos com valor-limite máximo, a função de desempenho penaliza o aumento de concentração do parâmetro: atribui PX 300 ao Limite de Quantificação (LQ) ou a 0,2VL (o maior dos dois), PX 200 a 0,5VL, PX 100 a VL e PX 0 a 2VL (CBO_5 e CQO) ou 2,5VL (SST), desvios máximos admitidos pelo DL 152/97 para as amostras que poderão não ser conformes. Quando existe uma gama máxima de variação do parâmetro, por exemplo para o pH da água para rega, a função de desempenho atribui PX 100 à gama 4,5-9,0 (VMA, Anexo XVI do DL 236/98), PX 0 ao intervalo com uma tolerância de 0,5 sobre a gama definida para PX 100, PX 200 à gama 6,5-8,4 (VMR do mesmo diploma) e PX 300 ao intervalo 7,0-8,4, uma gama mais restrita de valores com benefícios comprovados para o ambiente e/ou utilização da água, uma vez que minimiza a lixiviação de metais pesados.

Em complemento ao apresentado em Rosa *et al*. (2010), a Figura 2 ilustra as funções de desempenho para os parâmetros CQO e SST construídas para os valores-limite estabelecidos no DL 152/97, respectivamente 125 mg O_2/L e 35 mg SST/L. Para o parâmetro CQO o desempenho excelente (PX 300) é definido pelo LQ (30 mg O_2/L) e não por 0,2VL (25 mg O_2/L), visto o primeiro ser superior ao segundo.

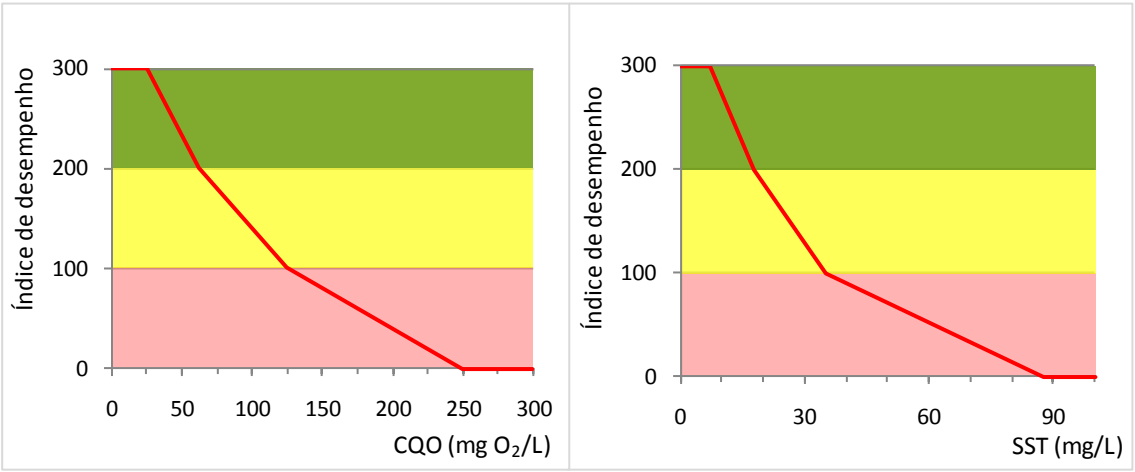


Figura 2 Funções de desempenho de *Qualidade da água residual tratada para descarga* segundo o DL 152/97.

Os parâmetros microbiológicos são especialmente importantes na qualidade da água para reutilização, devido aos riscos epidemiológicos associados ao contacto com a água na maioria dos usos. Na definição da função de desempenho de parâmetros para os quais exista na legislação valor máximo admissível (VMA) e ou valor máximo recomendado (VMR) associou-se o desempenho mínimo aceitável (índice 100) a VMA (água de qualidade mínima admissível) e o desempenho bom (índice 200) a VMR. Para parâmetros que possuam apenas um destes valores adoptou-se a proporção VMA = 20 VMR, estabelecida para coliformes totais em águas balneares segundo o Anexo XV do DL 236/98. O desempenho excelente (índice 300 é atribuído à concentração correspondente a 10% (1 log abaixo) do valor correspondente a índice 200 e o índice anula-se para concentrações 10 vezes superiores (1 log acima) à concentração correspondente ao índice 100.

4.2. Eficiência de remoção

A avaliação da *Eficiência de remoção* deve ser realizada para cada OPU/etapa com o maior nível de desagregação possível. As OPU/etapas a analisar dependem da localização dos pontos de amostragem e dos parâmetros de qualidade determinados nesses pontos, sendo necessário conhecer para o mesmo dia e preferencialmente determinada em amostra composta, a concentração à entrada e à saída da OPU/etapa.

O primeiro passo para a obtenção de funções de desempenho de eficiência de remoção consiste em reunir, para cada OPU/etapa, dados de eficiência de remoção (Er) em função da concentração afluente (C_{in}) relativos a um grupo de ETAR comparáveis. Os dados de exploração deste grupo de ETAR vão constituir uma referência para a formulação do julgamento associado aos índices 100, 200 e 300.

É frequente Er depender de C_{in} segundo a Equação 1, conforme verificaram Campinas *et al.* (2003), Vieira *et al.* (2008) e Vieira (2009).

$$\mathrm{Er} = \left(\mathrm{a} - \frac{\mathrm{b}}{\mathrm{C_{in}}}\right) \times 100 \qquad \text{Equação 1}$$

onde:

Er: eficiência de remoção (%)
C_{in}: concentração afluente à OPU/etapa
a e b: constantes

A Figura 3 ilustra a sequência de passos para a obtenção dos índices que definem a função de desempenho para cada concentração afluente. O primeiro passo (parte central do esquema indicado com “Início”) corresponde à compilação de dados reais de Er *vs.* C_{in} e à pesquisa de gamas típicas de Er e de C_{in} típica ou típica alargada (calculada a partir dos valores bibliográficos de concentração forte e fraca do parâmetro na água residual bruta (Metcalf e Eddy, 2003) e da gama típica de Er na(s) OPU a montante da OPU/etapa em análise). A partir deste ponto indicam-se os percursos para obtenção dos índices 100 (representado a laranja), 200 (amarelo), 300 (verde) e 0 (vermelho), que permitem construir uma função de desempenho para cada valor de C_{in}.

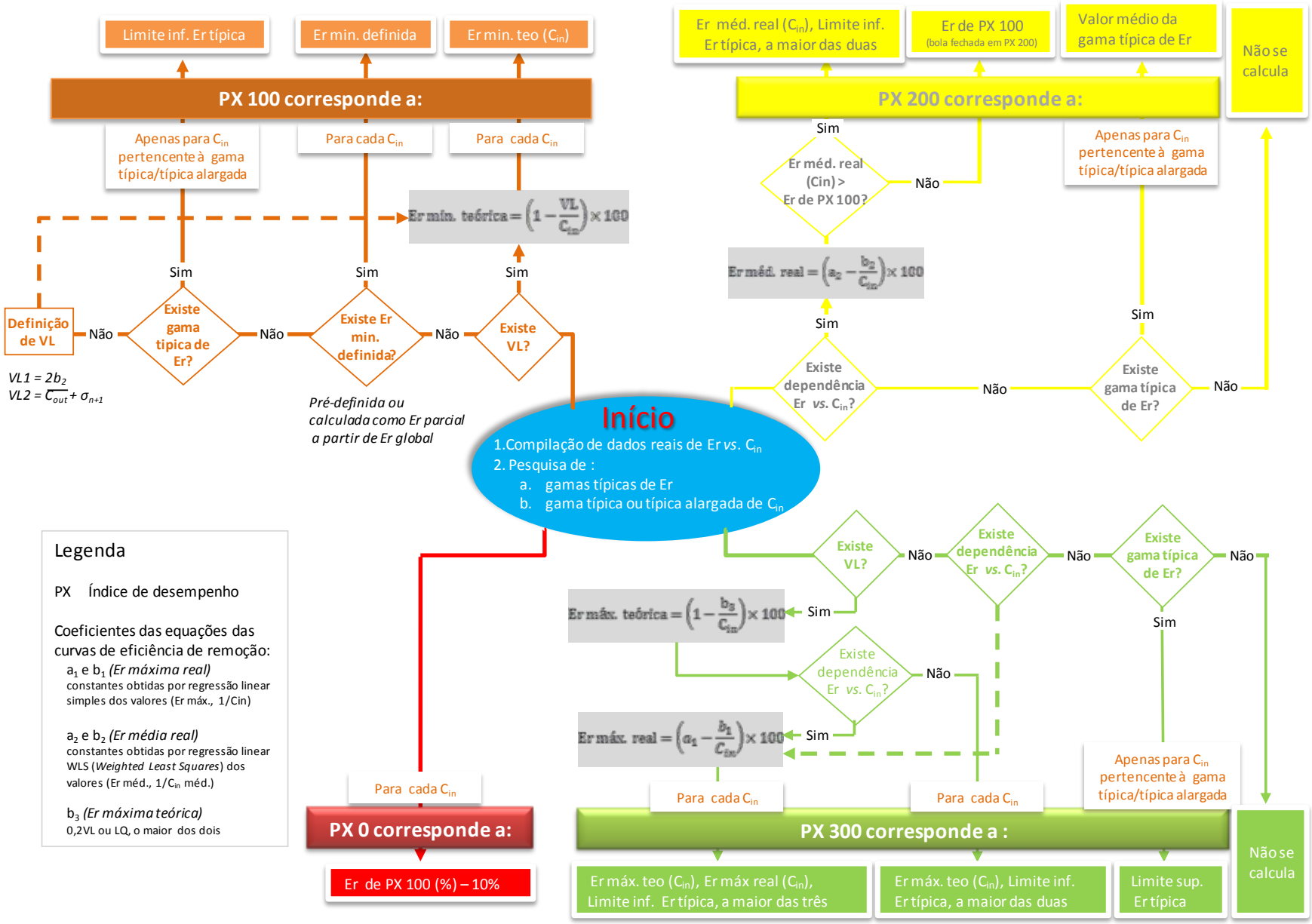


Figura 3 Sequência de passos para obtenção dos índices 0 (a vermelho), 100 (a laranja), 200 (a amarelo) e 300 (verde) de *Eficiência de remoção*.

Como se representa na Figura 3, o caminho preferencial para obtenção de cada índice corresponde à obtenção das curvas-modelo de eficiência de remoção representadas em caixas cinzentas. Contudo, o sistema prevê alternativas para os casos em que não é possível obter estas curvas, *e.g*., quando Er não depende de C_{in} ou não existe VL. No presente contexto em que a ETAR é avaliada como uma sequência de barreiras múltiplas, a designação VL também se aplica a valores de qualidade impostos pela EG à saída de uma dada OPU/etapa do tratamento.

Os dados Er *vs*. C_{in} da ETAR em estudo foram utilizados para validar a metodologia de obtenção de funções de desempenho. A utilização alargada das funções obtidas para avaliar a eficiência de remoção de uma dada OPU/etapa específica será precedida de validação com um conjunto de dados de ETAR similares em termos da OPU/etapa em análise.

De forma a ilustrar duas formas de obtenção funções de desempenho, quando não existe VL e quando existe VL, analisa-se Er_{SST} na decantação primária (primeira situação) e no tratamento secundário (quando existe VL). O tratamento secundário do caso de estudo é constituído por igualização, reactor biológico tipo A2/O e decantação secundária (secção 3).

Na Figura 4 (à esquerda) apresentam-se os valores de Er_{SST} *vs.* C_{in} na decantação primária, não existindo para esta OPU VL estabelecido. Representam-se também a gama típica de Er e a gama típica alargada de C_{in}. Neste caso, o desempenho mínimo aceitável corresponde ao limite inferior da gama típica para qualquer valor de C_{in} pertencente à gama típica alargada. Ou seja, nas três funções de desempenho representadas na Figura 4 (à direita) para C_{in} fraca, média e forte (Metcalf e Eddy, 2003), o índice 100 é atribuído a Er_{SST} = 45%, limite inferior da gama típica.

Uma vez que Er_{SST} depende de C_{in}, traçaram-se as curvas-modelo média real e máxima real (Figura 4) por ajuste aos valores reais conforme se explica em Quadros (2010).

Para cada C_{in}, a respectiva função de desempenho associa o desempenho bom ao valor de Er obtido através da curva-modelo média real, se este valor for superior ao limite inferior da gama típica. Para concentração afluente fraca (108 mg SST/L) esta condição não se verifica, *i.e*. a eficiência de remoção média ficou aquém do que seria expectável para aquela C_{in}. Nestas circunstâncias considerou-se que, para esta OPU e para este valor de C_{in}, atingir Er típica inferior representa um esforço que deve ser valorizado e atribui-se desempenho bom ao limite inferior da gama típica (bola fechada em PX 200). Este julgamento é tanto mais reforçado quanto mais representativo for o grupo de ETAR consideradas para obtenção das curvas-modelo reais de eficiência de remoção. O desempenho mínimo aceitável não é atribuído directamente (bola aberta em PX 100), mas para Er inferiores ao limite inferior da gama típica o desempenho é insatisfatório (PX 0-100), sendo o valor 0 atribuído a $Er_{SST} \leq 35\%$.

O índice 300 é atribuído a Er máxima real ou ao limite superior da gama típica de Er, o maior dos dois. Nos três exemplos da Figura 4, o limite superior da gama típica apenas

define o índice 300 na função de desempenho relativa a concentração fraca (SST_{in} = 108 mg/L).

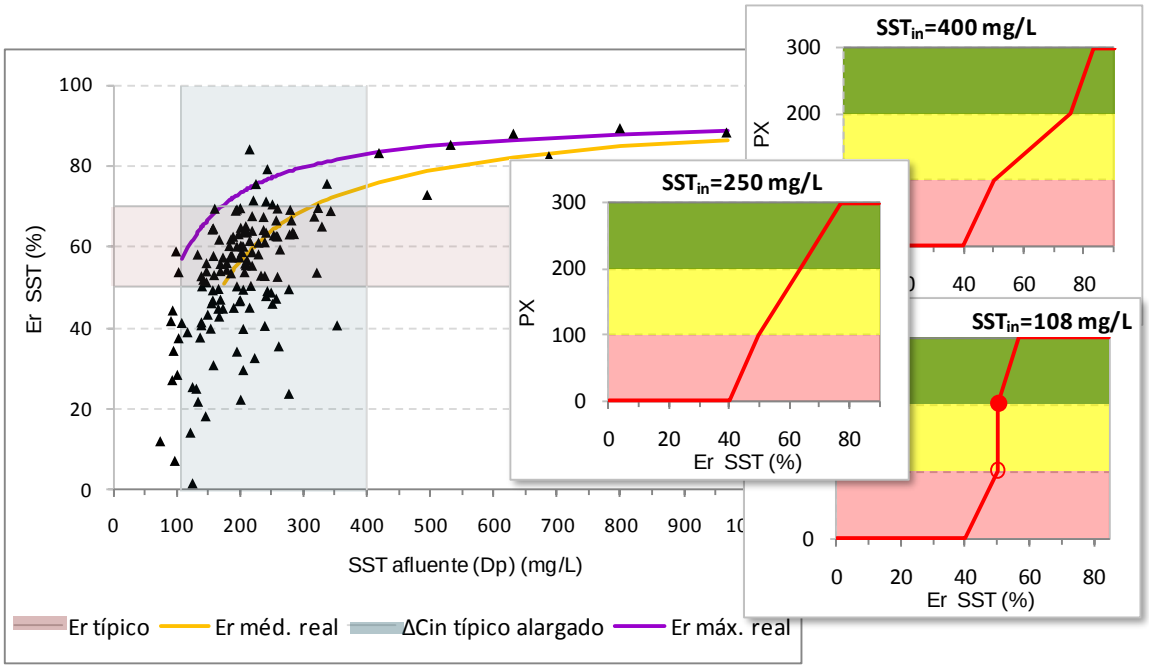


Figura 4 Curvas de Er_{SST} *vs*. C_{in} na decantação primária e funções de desempenho para concentração afluente fraca, média e forte.

Na Figura 5 representa-se Er_{SST} *vs*. SST_{in} no tratamento secundário da ETAR. Uma vez que Er depende de SST_{in}, foram traçadas as curvas-modelo média e máxima reais para cálculo dos índices 200 e 300. Para a construção das curvas-modelo teóricas considerou-se o VL estabelecido na licença de descarga da ETAR, 35 mg SST/L. As expressões gerais das duas curvas teóricas e das duas curvas reais são apresentadas na Figura 3.

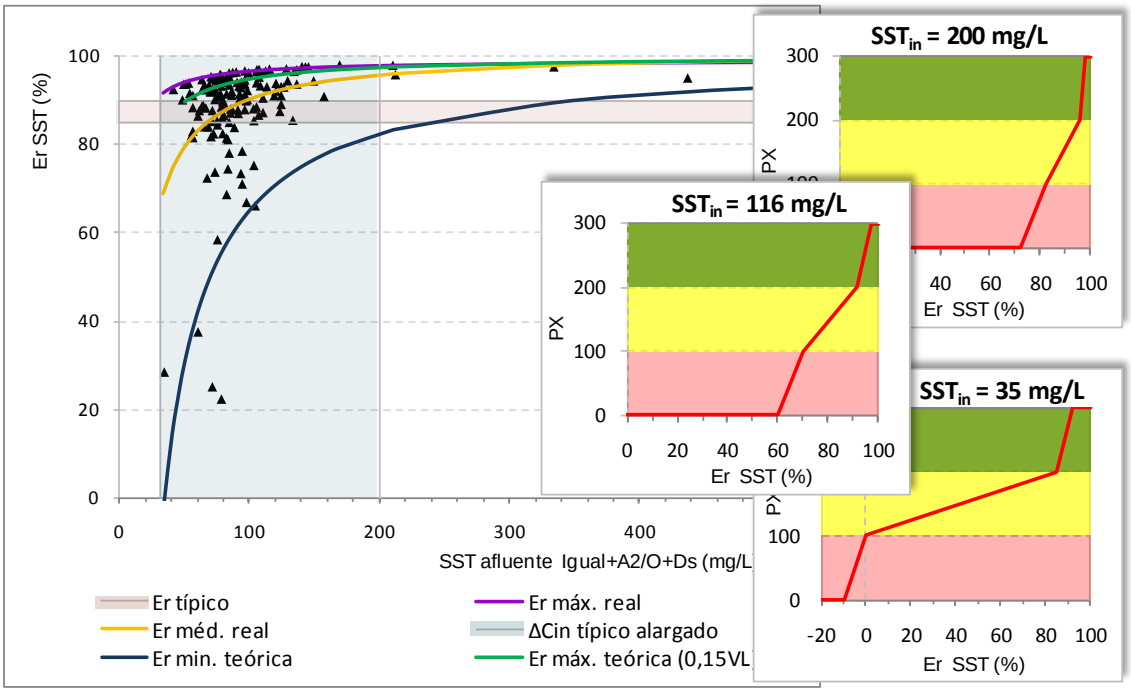


Figura 5 Curvas de Er $_{SST}$ vs. C_{in} no tratamento secundário e funções de desempenho para três concentrações afluentes na gama 35-200 mg SST/L.

A eficiência de remoção de SST nesta etapa é avaliada gerando-se uma função de desempenho específica para cada SST_{in}. Nessas funções de desempenho, PX 100 é sempre definido por Er mínima teórica obtida através da curva-modelo mínima teórica; PX 200 corresponde a Er média, obtida através da curva-modelo média real, ou ao limite inferior da gama típica, o maior dos dois; PX 300 corresponde a Er máxima real.

Em regra, a curva-modelo máxima teórica é calculada para C_{out} dada pelo critério utilizado para atribuição de índice excelente na *Qualidade da água residual tratada*, neste caso, 0,2VL (Figura 3). Porém, a elevada eficiência de remoção de SST verificada no tratamento secundário (evidenciada pela curva-modelo máxima real superior à curva-modelo máxima teórica) mostra que 0,2VL pode ser ajustado a um valor mais restritivo, ao qual estará associado um julgamento mais conservativo, mais exigente. A curva-modelo máxima teórica apresentada na Figura 5 foi construída com 0,15VL. Os índices de qualidade da água residual, apresentados na secção 5, atribuem PX 300 ao teor de 0,15 VL e não 0,2 VL.

Ao contrário do observado na decantação primária, no tratamento secundário a construção de funções de desempenho não está restrita aos valores de C_{in} pertencentes à gama típica porque existe a curva-modelo mínima teórica que garante o VL para qualquer valor de C_{in}.

Para SST_{in} = 35 mg SST/L verifica-se que Er obtida pela curva-modelo média real não atinge o limite inferior da gama típica. Na função de desempenho relativa a esta concentração afluente, o índice 200 é assim atribuído ao limite inferior da gama típica de Er. A situação inverte-se a partir do valor de C_{in} em que se verifique Er média real

superior ao limite inferior da gama típica de Er, *i.e.*, para SST_{in} acima de 60 mg SST/L (Figura 5, esquerda) o índice 200 atribui-se ao valor obtido pela curva-modelo média real.

As funções de desempenho representadas nas Figuras 4 e 5 mostram que o julgamento associado aos valores de Er é mais exigente para C_{in} crescentes, o que permite uma comparação justa entre resultados de Er relativos a afluências distintas.

Em Quadros (2010) foi desenvolvida a avaliação da eficiência de remoção para um número mais alargado de OPU/etapas de tratamento, tendo sido validados os restantes caminhos alternativos para obtenção dos valores dos índices de desempenho, ilustrados na Figura 3.

4.3. Funcionamento dos órgãos

A avaliação de desempenho do *Funcionamento dos órgãos* identifica para cada OPU os parâmetros-chave de funcionamento que condicionam a eficiência dos órgãos e que consistem em condições-chave de operação (*e.g.*, F/M, idade de lamas, Q/A) e/ou em parâmetros-chave de qualidade da água residual ou das lamas (*e.g.*, MLSS, T, CBO_5).

As funções de desempenho dos parâmetros-chave do funcionamento dos órgãos atribuem índice 100 à gama de valores recomendada na bibliografia (habitualmente uma gama alargada) e índice 200 à gama de valores do parâmetro-chave que garante o compromisso entre a eficiência de remoção e a eficiência económica da OPU/etapa, habitualmente uma gama mais restrita dos valores bibliográficos.

O desempenho anula-se quando se atinge ou se excede uma tolerância sobre a gama recomendada. Na maioria dos casos estudados (Quadros, 2010) considerou-se uma tolerância de 25%, mas este valor deve ser (e foi, nalguns casos) ajustado caso a caso, em função do parâmetro e de informação bibliográfica. A gama de valores para atribuição do índice 200 deve resultar da análise de um conjunto de ETAR com OPU análogas, de forma a identificar o compromisso técnico-económico.

O índice 300 corresponde à gama de valores do parâmetro associada ao tratamento eficaz e seguro da água residual, utilizando os recursos de uma forma eficiente e sustentável (água, energia e outros materiais, recursos humanos e financeiros). Este índice não foi contemplado na função de desempenho baseada em valores bibliográficos já que o desempenho excelente depende das condições específicas de operação de cada instalação de tratamento e o julgamento realizado deve identificar claramente se existe ou não potencial de melhoria de desempenho. Desta forma, uma ETAR que queira alargar os índices de desempenho desta componente à gama 200-300, numa ou em várias OPU/etapas, deverá evidenciar, através de estudos de optimização, as condições óptimas dessas OPU/etapas (às quais corresponde o melhor compromisso de eficácia, segurança e eficiência/sustentabilidade) e utilizá-las para complementar as funções de desempenho construídas com base em valores bibliográficos. Para as variáveis de estado utilizadas para *benchmarking*, deverão ser uniformizadas as respectivas funções de desempenho para OPU comparáveis.

Em Quadros (2010) foram construídas funções de desempenho para três parâmetros-chave de operação do processo A2/O – tempo de retenção hidráulico (θ), relação alimento/microrganismos (F/M) e sólidos suspensos no licor misto (MLSS) – e para dois parâmetros-chave da decantação secundária convencional – a carga superficial de sólidos (λ_s) e o Índice Volumétrico de Lamas (IVL).

Na Figura 6 apresenta-se a função de desempenho proposta para λ_s, calculada para o caudal médio. Para esta variável de estado, atribui-se o índice 200 à gama 4 - 6 kg SST/(m^2.h), correspondente à gama recomendada em Metcalf e Eddy (2003).

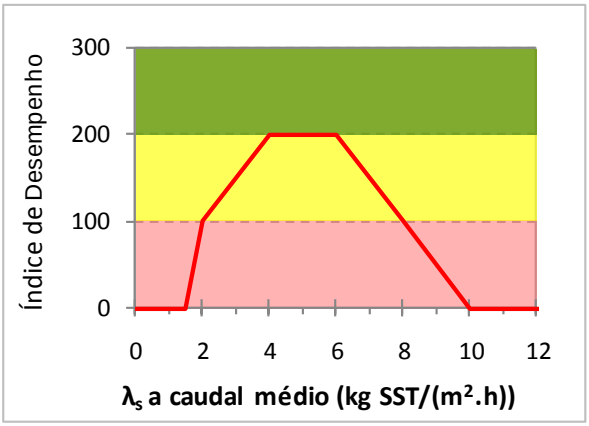


Figura 6 Função de desempenho para carga superficial de sólidos na decantação secundária.

À direita desta gama, o desempenho anula-se (PX 0) para valores iguais ou superiores a 10 kg SST/(m^2.h), valor máximo recomendado em Alley (2000) e varia linearmente do índice 200 até ao índice 0, ou seja, 8 kg SST/(m^2.h) corresponde a índice 100, à direita. Considera-se que 2 kg SST/(m^2.h), limite inferior recomendado por Qasim (1999), corresponde ao desempenho mínimo aceitável à esquerda. Em consequência, o índice anula-se para valores iguais ou inferiores a 1,5 kg SST/(m^2.h) (75% do valor mínimo aceitável).

5. RESULTADOS DE AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO OPERACIONAL

Nesta secção ilustram-se os resultados da avaliação de desempenho operacional da ETAR em estudo correspondentes às funções de desempenho apresentadas na secção 4, *i.e.,* CQO e SST, como parâmetros de *Qualidade da água residual tratada para descarga* e *Eficiência de remoção* de SST no tratamento secundário. No contexto da presente comunicação, a apresentação dos resultados de avaliação de desempenho operacional destina-se a ilustrar as potencialidades da informação dada pelos índices de desempenho, e não a avaliar efectivamente o funcionamento da ETAR em estudo. A principal potencialidade aqui evidenciada corresponde ao facto da análise da distribuição dos índices por classes e sub-classes de desempenho permitir identificar potenciais de melhoria e mostrar o quão perto ou longe se ficou das metas pré-estabelecidas.

Na Figura 7 apresentam-se os resultados de *Qualidade da água tratada para descarga* relativamente ao teor em CQO (Figura 7a) e SST (Figura 7b). Verifica-se para ambos uma regularidade de resultados excelentes ao longo do período de referência, correspondentes a teores em CQO e SST de respectivamente, 30 mg O_2/L e ≤ 5 mg SST/L. Para CQO a qualidade da água variou entre bom e excelente (com apenas quatro valores inferiores a PX 200) e para SST variou entre PX 250 e PX 300 com apenas dois valores inferiores a PX 250. Por corresponderem a medições muito frequentes, os resultados mostram a eficácia e fiabilidade da ETAR em estudo na remoção de SST.

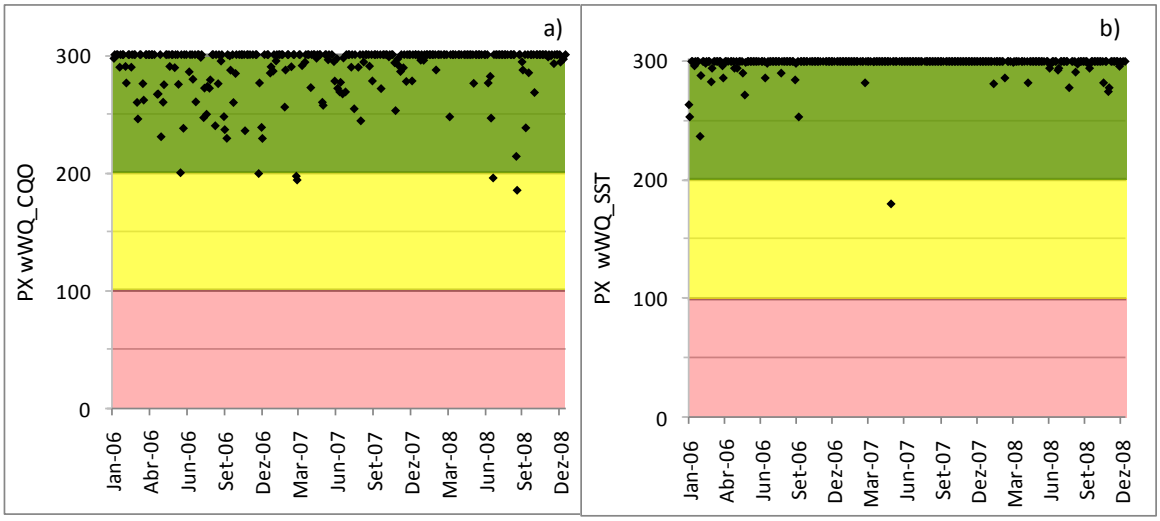


Figura 7 Índices de qualidade de água residual tratada para descarga: a) CQO e b) SST.

Na Figura 8 apresentam-se os índices de desempenho de eficiência de remoção de SST no tratamento secundário biológico tipo A2/O. Foram considerados todos os valores de eficiência de remoção obtidos na instalação, incluindo os valores negativos que foram desprezados na fase de obtenção das curvas-modelo de eficiência de remoção.

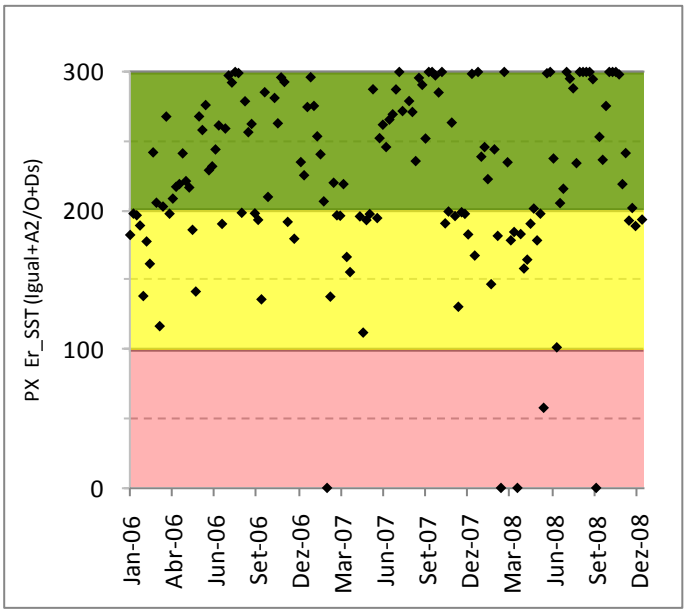


Figura 8 Índices de desempenho de eficiência de remoção de SST no tratamento secundário.

Os índices de desempenho de Er_{SST} no tratamento secundário da ETAR em estudo encontram-se dispersos pelas classes 200-300 e 100-200, com apenas cinco valores inferiores ao mínimo aceitável, *i.e.*, inferiores à eficiência que garante o cumprimento da licença de descarga (35 mg SST/L).

Estes resultados mostram que o tratamento secundário constitui uma barreira eficaz à passagem de SST, pois apenas cinco dos 150 valores analisados não cumpriram o VL estabelecido para este parâmetro.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A avaliação de desempenho operacional de ETAR urbanas complementa a componente de avaliação de desempenho global e constitui uma ferramenta útil na gestão destas instalações. Contemplando três critérios de avaliação – qualidade da água residual tratada, eficiência de remoção e funcionamento dos órgãos – esta componente do sistema transforma dados de exploração em informação de apoio à tomada de decisão ao nível operacional.

Essa informação é expressa através de índices de desempenho, medidas que têm associado um juízo de valor estabelecido através da respectiva função de desempenho. A metodologia de obtenção das funções de desempenho geradas para variáveis de estado de cada um dos critérios de avaliação é válida para qualquer instalação porque as funções são estabelecidas com base em gamas típicas bibliográficas ou valores-limite e porque incorporam o efeito da concentração afluente.

Nesta comunicação desenvolveu-se sobretudo a metodologia de obtenção de funções de desempenho de eficiência de remoção e realçaram-se as potencialidades da informação prestada pelos índices de desempenho: evidenciar quão longe ou perto se

situa o desempenho em relação às metas pré-estabelecidas e permitir avaliar o desempenho de uma forma tão contínua quanto os dados disponíveis o permitam.

AGRADECIMENTOS

Este estudo foi desenvolvido no âmbito dos projectos POCI-PPCDT/ECM/57909/2004 – *Avaliação de desempenho de ETA e ETAR urbanas* (financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia) e PASt21 – *Iniciativa nacional de avaliação de desempenho de ETA e ETAR urbanas*. Agradece-se ainda a disponibilização de dados pela entidade gestora do caso de estudo.

BIBLIOGRAFIA

Alegre H., Rosa M. J., Vieira P., Quadros S., Ramalho P., Silva C. (2009). *Avaliação de Desempenho de Estações de Tratamento de Água e de Estações de Tratamento de Águas Residuais – Relatório Final*. Projecto POCI-PPCDT/ECM/57909/2004, Julho.

APA (2009). *REA 2008 Portugal - Relatório do Estado do Ambiente*. Agência Portuguesa do Ambiente, Amadora, Outubro.

Campinas M., Lucas H., Rosa M.J. (2003). Análise das eficiências de tratamento na ETA de Alcantarilha. *Recursos Hídricos* 24(2), 21-31.

Metcalf e Eddy (2003). *Wastewater engineering – Treatment and reuse*. 4th Ed. revised by G. Tchobanoglous, F. L. Burton and H. D. Stensel. McGraw-Hill Inc., New York.

Quadros, S., Rosa M. J., Alegre H. (2009). *Avaliação de desempenho de estações de tratamento de águas residuais. Revisão do estado da arte e proposta de sistema de avaliação de desempenho global*. Relatório 258/2009-NES. LNEC, Lisboa, Junho, 206 pp.

Quadros S., Rosa M. J., Alegre H., Silva C. (2010). A performance indicators system for urban wastewater treatment plants. *Water Science and Technology: Water Supply* (ref.ª WST-WSTWS-EM091050, aceite para publicação a 2 de Junho de 2010).

Quadros S. (2010). *Desenvolvimento de um sistema de avaliação de desempenho de estações de tratamento de águas residuais urbanas*. Tese provisória para a obtenção de graus de Doutor em Ciências do Ambiente, especialidade Engenharia Sanitária, pela Universidade dos Açores. Angra do Heroísmo.

Rosa M. J., Ramalho P., Silva C., Vieira P., Quadros S., Alegre H. (2010). PASt21 – Iniciativa nacional de avaliação de desempenho de ETA e ETAR urbanas. A*ctas do 10.º Congresso da Água*, Alvor (Algarve), 22-24 Março, 14 pp.

Vieira P., Alegre H., Rosa M. J., Lucas H. (2008). Drinking water treatment plants assessment through performance indicators. *Water Science and Technology - Water Supply* 8(3) 245-253.

Vieira P., Rosa M. J., Alegre H., Ramalho P., Silva C., Lucas H. (2009). Avaliação de desempenho de estações de tratamento de água. *Águas & Resíduos* série III. n.º 9, Janeiro/Abril, pp 4-17.

Vieira P., Rosa M. J., Alegre, H., Lucas, H. (2010). Assessing the Operational Performance of Water Treatment Plants – Focus on Water Quality and Treatment Efficiency. *Actas do 7th IWA World Water Congress*, Montreal, Canadá. 19-24 Setembro. 8 pp

Avaliação de estratégias para redução de custos com energia elétrica em Estações Elevatórias de Esgoto

Katheryne Nuñez Bardales (1); Marco Antonio Saidel (2); Luiz Claudio Ribeiro Galvão (3)

RESUMO:

O aumento populacional nos centros urbanos e a conseqüente expansão dos sistemas de saneamento trouxeram consigo um considerável aumento na coleta e transporte do esgoto para as devidas estações de tratamento ou para o curso final, conseqüências que se refletem de maneira significativa nos gastos com energia utilizada para o bombeamento.

No Brasil, 3% do consumo nacional de eletricidade é destinado ao setor de saneamento e, desse total, 90% da energia destina-se ao uso do conjunto motor-bomba. Esses equipamentos, muitas vezes sobredimensionados e obsoletos, operam freqüentemente de forma ineficiente e em condições adversas para as quais foram projetados. Diante deste cenário, justifica-se a busca de soluções para minimizar os custos energéticos deste setor, onde as estações elevatórias são consumidores representativos de energia.

Assim, a metodologia proposta descreve os tópicos principais que devem ser avaliados e os sintetiza através de um fluxograma que tem por finalidade servir como uma ferramenta prática na implantação de estratégias visando a eficiência energética.

A metodologia foi testada satisfatoriamente em uma estação elevatória de esgoto da SABESP, empresa que atende o Estado de São Paulo e cujos gastos com energia elétrica constituem atualmente a terceira maior despesa operacional.

PALAVRAS CHAVES: eficiência energética, gestão de energia, variadores de freqüência.

(1) Doutoranda em Engenharia da Energia e Automação Elétricas da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Pesquisadora do Grupo de Energia – GEPEA USP. email: katheryne.bardales@poli.usp.br
(2) Professor Doutor da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Coordena o Grupo de Energia do Departamento de Engenharia da Energia e Automação Elétricas da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – GEPEA USP. email: saidel@usp.br
(3) Professor Doutor da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. email: lcgalvao@pea.usp.br
Prédio da Engenharia de Eletricidade - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Av. Prof. Luciano Gualberto, Trav. 3 , nº 158, Bloco A, Cidade Universitária. São Paulo - SP
CEP 05508-900. Telefone e Fax: (011) 3091-5279/5116

INTRODUÇÃO

O principal objetivo dos sistemas de saneamento é suprir os usuários de água em quantidade suficiente às suas necessidades e com os padrões de qualidade apropriados, assim como de realizar a coleta, o afastamento e a disposição final do esgoto de forma contínua e sem risco à saúde.

Para atingir tal objetivo, o consumo de energia elétrica está presente em todos os componentes desses sistemas, seja para iluminação das instalações, serviços de escritório, equipamentos de monitoramento e controle, acionamento de motores elétricos, dentre outros. No entanto, os componentes responsáveis pela maior parcela do consumo de energia, podendo atingir até 95% do consumo total do sistema, são as estações de bombeamento (Gonçalves, 2009). Tornando, desta forma, o consumo de energia um fator necessário para garantir a confiabilidade da operação do sistema.

De um lado, o crescimento acelerado da população nos grandes centros urbanos e a expansão do setor industrial é apontado como o principal responsável pela complexidade operacional do setor saneamento, obrigando essas companhias a incrementarem seus sistemas a fim de atender a todas as condições e demandas impostas pelas distâncias e topografias adversas.

Por outro lado, a ausência de investimentos no setor energético, nas ultimas décadas, levou o setor a uma situação bastante critica, resultando em medidas que foram desde a criação do Programa de Conservação de Energia Elétrica – PROCEL (1985) até a elevação do custo da energia elétrica. Nas décadas de 60 e 70, os custos das tarifas de energia elétrica para as empresas de saneamento eram fortemente subsidiados, chegando em 1968 a um índice de 80% de subsidio na tarifa. A partir da década de 90, houve uma redução gradativa desse subsidio até chegar ao índice atual de 15% (Tsutiya, 2001).

Na década passada, diversas medidas foram adotadas visando à conservação da energia, podendo citar: a meta de redução do desperdício de energia elétrica para as empresas de saneamento da ordem de 15% estabelecida pelo PROCEL em 1997; e as metas de redução de consumo de grandes consumidores mediante o gerenciamento de demandas estabelecido pelo Ministério das Minas e Energia em 2000. No entanto, a crise do setor energético foi inevitável e atingiu seu ponto critico em 2001 com o advento do racionamento.

Depois deste episódio, a palavra de ordem tem sido o uso racional da energia elétrica, que se soma ao combate de desperdício e a perda física de água ao cotidiano das empresas de saneamento. Nestas condições, as estratégias para reduzir os custos com energia elétrica nunca foram tão importantes como agora.

Assim, com o objetivo de implementar medidas de conservação e uso eficiente de energia em sistemas de saneamento, e, por conseguinte reduzir os custos com as despesas de energia elétrica é necessário fazer análises com base em seus principais consumidores: as estações de bombeamento. Tipicamente, uma estação elevatória consiste de uma quantidade de bombas de diferentes capacidades, as quais são utilizadas para bombear o liquido para um ou mais reservatórios/poço, essas bombas trabalham em combinação com outras para atender a demanda requerida (Monachesi, 2005).

Justifica-se, desta maneira, a busca de soluções em projeto que possibilitem a operação desses sistemas da forma mais economicamente viável. Assim, este trabalho propõe uma ferramenta prática para avaliar a aplicabilidade de diversas estratégias visando reduzir os custos com energia elétrica em estações elevatórias de sistemas de saneamento.

EFICIENCIA ENERGÉTICA EM ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS DE ESGOTO

Os sistemas de esgoto sanitário são geralmente projetados para operar, em sua maior parte, por gravidade, o que requer certa declividade dos condutos para permitir o escoamento (Figura 1). Em sistemas com tratamento de esgoto, o veículo de transporte dos sólidos é a água, e os sistemas de bombeamento são construídos para levar o material orgânico e inorgânico desde a rede coletora até a estação de tratamento, e posteriormente ao corpo receptor (Gonçalves, 2009)

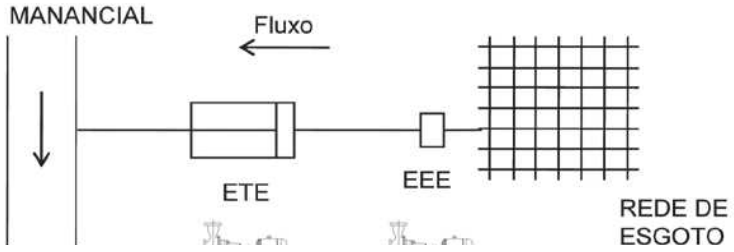


Figura 1. Configuração de um sistema de esgotamento sanitário (Gonçalves, 2009)

As Estações Elevatórias de Esgoto (EEE) são um conjunto de instalações destinadas a transferir os esgotos de uma cota mais baixa para outra mais alta, e são os principais consumidores de energia pelo uso do conjunto motor-bomba. Um grande erro encontrado nestas estações é a seleção da máquina superdimensionada, ou seja, muito além do que seria necessário para o sistema projetado, gerando um consumo excessivo de energia. Entretanto, essa sempre foi uma prática comum dos projetistas, cuja justificativa se baseava na garantia de uma margem de segurança ao sistema (Europump and Hydraulic Institute, 2004).

Em termos energéticos, o trabalho útil a ser executado pela bomba consiste em elevar uma determinada quantidade de líquido em um certo período de tempo. Esse trabalho não se altera em função da velocidade com que esse material é transportado. A Figura 2 ilustra essa situação: desprezadas as perdas no processo, a soma das áreas sob as curvas referentes à operação liga / desliga em rotação normal é equivalente à área sob a curva pontilhada referente à operação contínua com rotação reduzida.

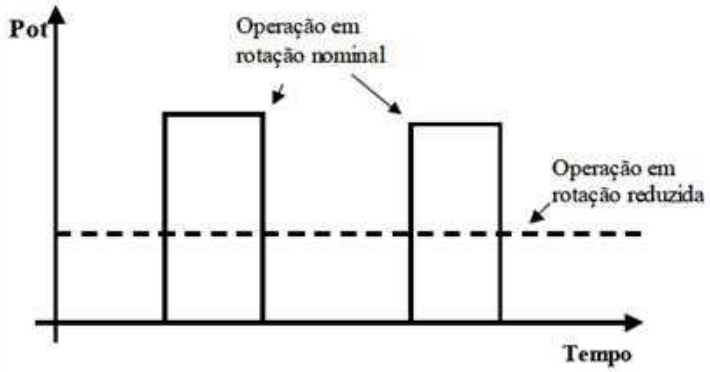


Figura 2: Comparação entre a operação da bomba com rotações nominal e reduzida (Saidel, 2009)

A diferença entre as duas formas de operação reside na maior ou menor eficiência da bomba operando nas duas situações e da variação das perdas por atrito na tubulação em função da velocidade. A relação entre a energia necessária para bombear o esgoto, vencendo o desnível, e a energia perdida por atrito é que determina a viabilidade do uso dos conversores de freqüência variável do ponto de vista de redução do consumo de energia (Gepea, 2009).

METODOLOGIA

A implantação de medidas que possam reduzir os custos com energia elétrica é de suma importância para a viabilidade econômica das empresas que operam os sistemas de água e esgoto, pois o custo de energia elétrica tem sido cada vez mais elevado. (Eletrobrás et al., 2005).

De um lado, o custo operacional de uma EEE de esgoto está associado à tarifa de energia elétrica, ao rendimento das bombas, aos custos de manutenção, às perdas de carga nas instalações, entre outros. Por outro, há restrições impostas pelo próprio sistema, tais como, capacidade do poço, níveis máximos e mínimos do poço, capacidade de bombeamento, limites de pressão e de quantidade de esgoto para ser recalcado.

A metodologia proposta foi sintetizada no Fluxograma apresentado na Figura 3, que tem por finalidade servir como uma ferramenta guia para avaliar passo a passo os critérios mais relevantes das estratégias para reduzir os custos com energia elétrica em estações elevatórias.

A seguir são apresentados os alguns detalhes do fluxograma utilizado:

- Obter os dados do projeto inicial da unidade.

- Levantar os dados de utilização de eletricidade da unidade: construção de uma base de dados representativa de demanda de potência e consumo de energia ativa e reativa. Análise histórica da unidade e das tarifas vigentes da concessionária.

- Melhor enquadramento tarifário e demanda contratada?: Comparar os resultados obtidos nas simulações de melhor enquadramento tarifário e demanda contratada, com o sistema atual. Neste bloco se a resposta for não: deve-se ser realizado a Gestão de Faturas e Contratos de Energia com base na análise tarifária.

- Levantar os dados operacionais da unidade: será necessário o levantamento de dados em campo com o auxilio de sensores de pressão e medidores de vazão, assim como, a aquisição das grandezas elétricas. A falta de dados consistentes conduzirá a avaliações incompletas e equivocadas.

- Sistema de controle e automação: em geral os equipamentos necessários para a automatização de estações elevatórias aumentam o custo do sistema, mas quando é feita a análise técnico-econômica, entre um sistema automatizado ou não, na maioria das vezes a opção pela automatização é a escolhida. Esses benefícios são dados através de redução em consumo de água e energia, otimização dos processos, aumento da segurança na operação do sistema e diminuição nos custos de pessoal.

- Potência da Bomba $\leq$ 10 cv?: Dados de rendimentos nominais mínimos de motores e curvas de bombas demonstram que conjuntos de potência muito baixa (menor que 10 cv) inviabilizam qualquer associação com inversor de freqüência, pois apresentam valores de rendimento relativamente mais baixos.

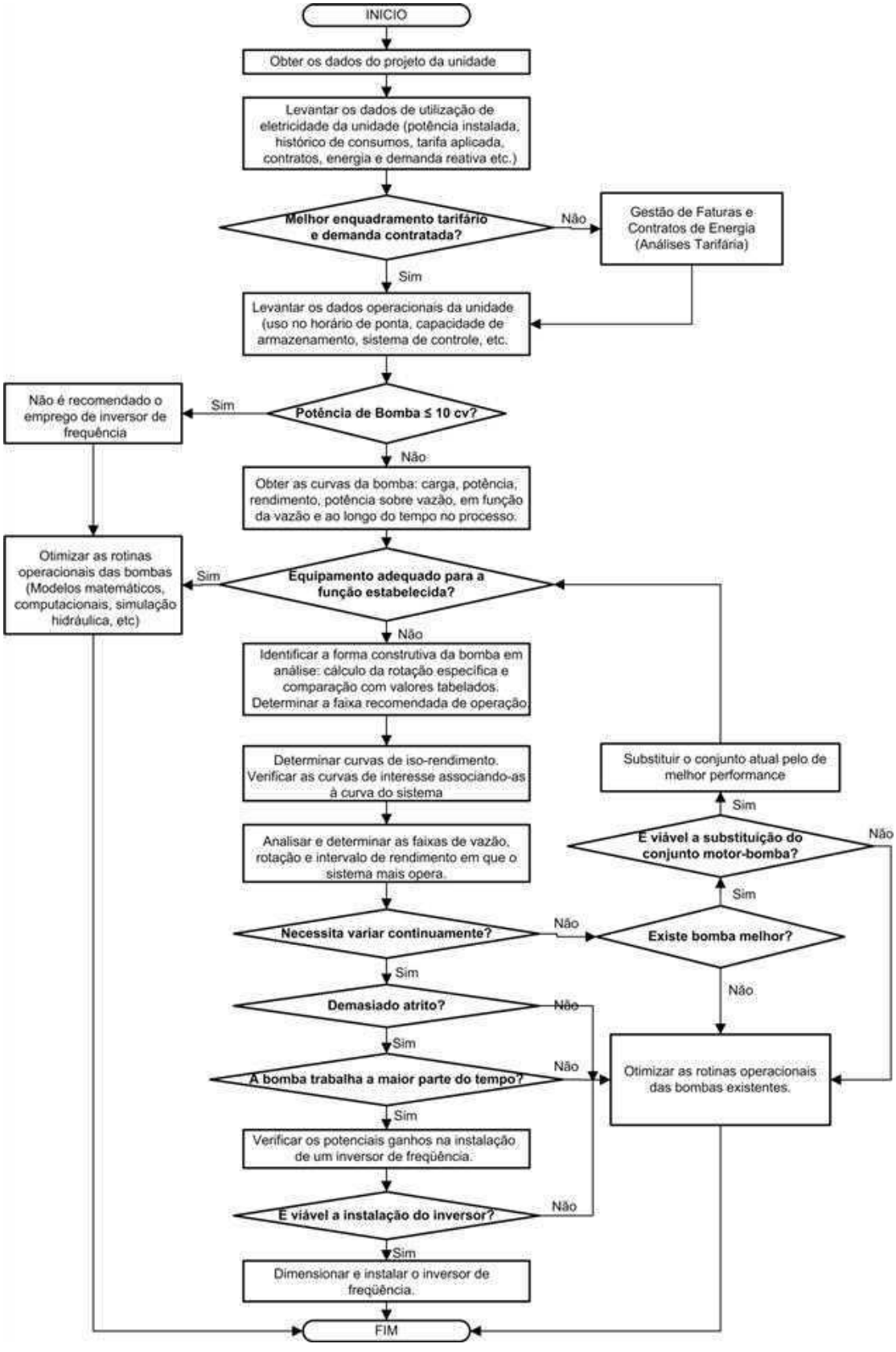

INICIO
Obter os dados do projeto da unidade
Levantar os dados de utilização de eletricidade da unidade (potência instalada, histórico de consumos, tarifa aplicada, contratos, energia e demanda reativa etc.)
Melhor enquadramento tarifário e demanda contratada?
Não
Gestão de Faturas e Contratos de Energia (Análises Tarifária)
Sim
Levantar os dados operacionais da unidade (uso no horário de ponta, capacidade de armazenamento, sistema de controle, etc.
Não é recomendado o emprego de inversor de frequência
Sim
Potência de Bomba ≤ 10 cv?
Não
Obter as curvas da bomba: carga, potência, rendimento, potência sobre vazão, em função da vazão e ao longo do tempo no processo.
Otimizar as rotinas operacionais das bombas (Modelos matemáticos, computacionais, simulação hidráulica, etc)
Sim
Equipamento adequado para a função estabelecida?
Não
Identificar a forma construtiva da bomba em análise: cálculo da rotação específica e comparação com valores tabelados. Determinar a faixa recomendada de operação.
Determinar curvas de iso-rendimento. Verificar as curvas de interesse associando-as à curva do sistema
Analisar e determinar as faixas de vazão, rotação e intervalo de rendimento em que o sistema mais opera.
Necessita variar continuamente?
Não
Existe bomba melhor?
Sim
É viável a substituição do conjunto motor-bomba?
Não
Sim
Substituir o conjunto atual pelo de melhor performance
Sim
Demasiado atrito?
Não
Sim
A bomba trabalha a maior parte do tempo?
Não
Sim
Verificar os potenciais ganhos na instalação de um inversor de freqüência.
É viável a instalação do inversor?
Não
Sim
Dimensionar e instalar o inversor de freqüência.
Otimizar as rotinas operacionais das bombas existentes.
FIM

Figura 3. Fluxograma para avaliar as estratégias para redução de custos com energia elétrica em Estações Elevatórias.

- Obter as curvas da bomba e do sistema: Conhecendo-se as curvas da bomba, do sistema e o rendimento do conjunto motor-bomba é possível identificar o seu ponto de operação, alem da faixa de vazão, intervalo de rendimento e carga em que o sistema mais opera. Curvas de bombas com perfis muito planos, ou seja, com baixa variação de carga, não são as melhores para associação com inversor de freqüência, visto que certas faixas de variações de vazão, pouco ou quase nada refletirão em termos de variações de carga e, conseqüentemente, pouco será o beneficio de economia se comparado com uma operação pelo sistema convencional.

- Equipamento adequado para a função estabelecida?: se a resposta for sim: devem ser utilizadas diversas técnicas de modelagem (computacional, matemática, etc) com o intuito de otimizar as rotinas operacionais das bombas, sobretudo tirando o funcionamento das mesmas no horário de ponta do sistema. Se a resposta for não: deve se analisar a forma construtiva da bomba, assim como as curvas de iso-rendimento e as faixas de vazão em que o sistema mais opera.

- Otimizar as rotinas operacionais: a programação ótima da operação das bombas tem provado ser um método prático e efetivo para reduzir os custos operativos sem modificar a infraestrutura existente.

- Necessita variar continuamente?: neste bloco de decisão se a resposta for não: deve-se considerar se existe uma bomba melhor e se é viável a substituição do conjunto motor-bomba atual pelo de melhor performance, em caso contrário, se recomenda otimizar as rotinas operacionais das bombas existentes. Se a resposta do bloco for sim, deve ser avaliado se existe demasiado atrito.

- A bomba trabalha a maior parte do tempo?: Para que seja viável a instalação do inversor de freqüência, a bomba deve trabalhar a maior parte do tempo.

- É viável a instalação do inversor?; A decisão de se implantar variadores de velocidade em EEE deve ser precedida de estudos hidrodinâmicos de modo a avaliar e estimar, por meio de simulações e medições em campo, os ganhos de eficiência potencialmente decorrentes dessa ação. O valor da economia em kWh deve ser anualizado e convertido em reais pelo valor da tarifa vigente e comparado, com os

custos decorrentes da implantação, de modo a calcular o tempo de retorno do investimento. Esses custos devem incluir, além do preço do equipamento, os estudos de engenharia, os sensores necessários, os equipamentos de controle e teletransmissão, além dos custos operacionais decorrentes.

ESTUDO DE CASO:

A SABESP (Companhia de Saneamento de São Paulo) é o maior consumidor individual do Estado de São Paulo, respondendo por 3% do total produzido (10.296 GWh). Desse consumo de energia os motores representam 90% do total, enquanto que os serviços auxiliares 7,5% e a iluminação 2,5%. Na SABESP, o custo de energia elétrica constitui atualmente a terceira maior despesa operacional, em vista disso, está sendo dada grande ênfase ao desenvolvimento de tecnologias e procedimentos operacionais que possibilite a redução desses custos.

Estação Elevatória de Esgoto de Tamanduateí.

A avaliação das estratégias para redução de custos com energia elétrica nesta estação elevatória será feita utilizando os passos indicados no Fluxograma.

- **1º Passo: Obter os dados do projeto.**

A EEE Tamanduateí está equipada com bombas diferentes: uma do modelo ABS AF 1100-8W4 GB401 (Figura 4) e quatro do modelo AFP 400-8 150 (Figura 5).

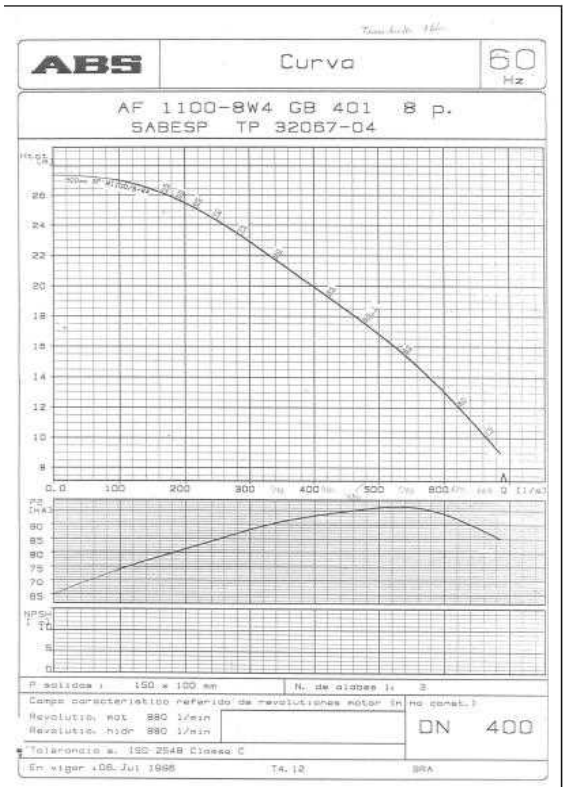


Figura 4. Bomba ABS AF 1100-8W4 GB 401 8p (n=880 rpm)

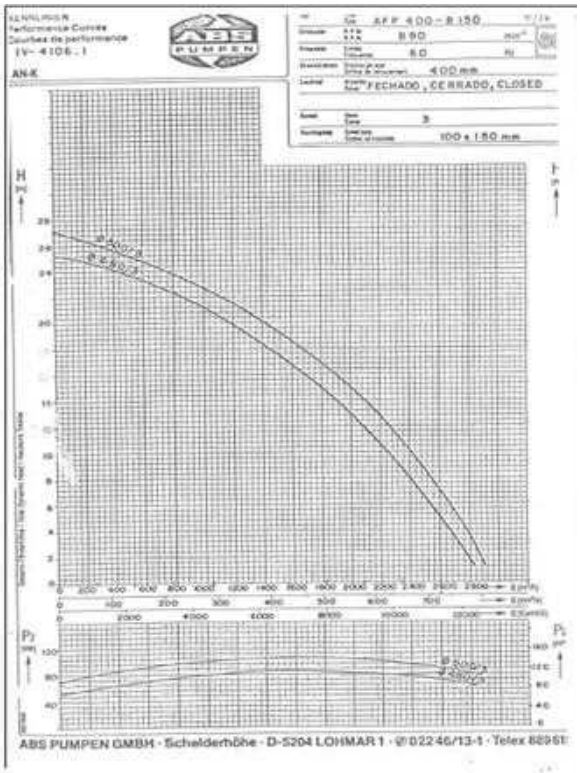


Figura 5. Bomba ABS AFP 400 B150 (n=890 rpm)

- **2º Passo: Levantamento dos dados de utilização de eletricidade da unidade.**

- **3º Passo: Melhor enquadramento tarifário e demanda contratada? ⇒ Análise Tarifária**

Durante o período de avaliação da Unidade Consumidora EEE Tamanduateí, de julho/07 a setembro/08, as faturas registram a Demanda contratada de 295 kW nos períodos seco e úmido em Sistema Horo-sazonal Verde.

As Figuras 6 e 7 ilustram as simulações realizadas para a unidade EEE Tamanduateí, a partir do qual recomenda-se a manutenção da demanda atual contratada de 295 kW, porém mudando o enquadramento tarifário do Sistema Horo-sazonal Verde para o Convencional, que resultaria numa economia anual de R$ 24.869,18. Recomenda-se também avaliar a instalação de banco de capacitores para corrigir o fator de potência da instalação.

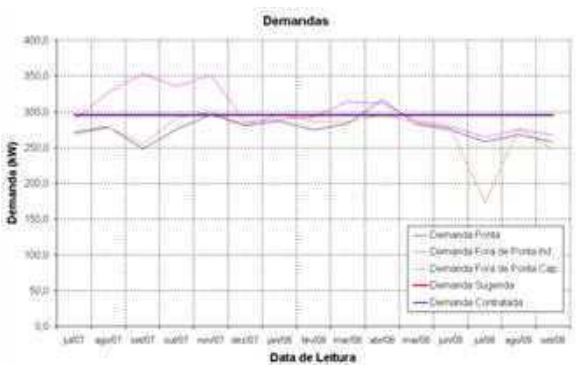


Figura 6: Demandas de energia

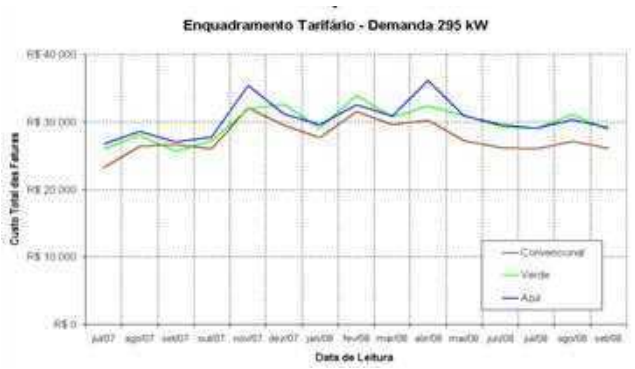


Figura 7: Custos com energia elétrica

- **4º Passo: Levantamento dos dados operacionais da unidade.** Ver Tabela 1.

Tabela 1. Condições operacionais das bombas instaladas na EEE Tamanduateí

Condições de partida e parada das bombas			cota máxima do poço (m) 712,48				cota mínima do poço (m) 710,98			
			cota partida da 1ª bomba (m) 711,28				cota chegada recalque (m) 720,86			
relatório Sabesp 1984			**operação 2008 (admitida a partir de informações prestadas (relatório 2, fig. 2.3) e associações com o relatório de 1984)**							
Dct (m)	0,2									
partida		**parada**	**em operação:** 4 bombas AFP 400 e 1 bomba AF1100							
cota	liga	desliga	Dct (m) 0,30		Hs (m): altura de sucção		Hg (m): desnível geométrico			
(m)	bomba	bomba	**partida**				**parada**			
712,48	7	todas	cota	liga	Hs	Hg	cota	desliga	Hs	Hg
712,28	6	operando	(m)	bomba	(m)	(m)	(m)	bomba	(m)	(m)
712,08	5	7	712,48	5	1,50	8,38	712,48	todas	todas	todas
711,88	4	6	712,18	4	1,20	8,68	712,18	operando	operando	operando
711,68	3	5	711,88	3	0,90	8,98	711,88	5	0,90	8,98
711,48	2	4	711,58	2	0,60	9,28	711,58	4	0,60	9,28
711,28	1	3	711,28	1	0,30	9,88	711,28	3	0,30	9,58
711,13	todas	2	711,13	todas	todas	todas	711,13	2	0,15	9,73
710,98	paradas	1	710,98	paradas	paradas	paradas	710,98	1	0,00	9,88

- **5º Passo: Levantamento dos dados em campo da unidade. Medições.**

Período de Medição: 6 a 13 de novembro / 2008. Os gráficos apresentados na Figura 8 mostram os valores de potência elétrica e vazão medidos a intervalos de 10 minutos.

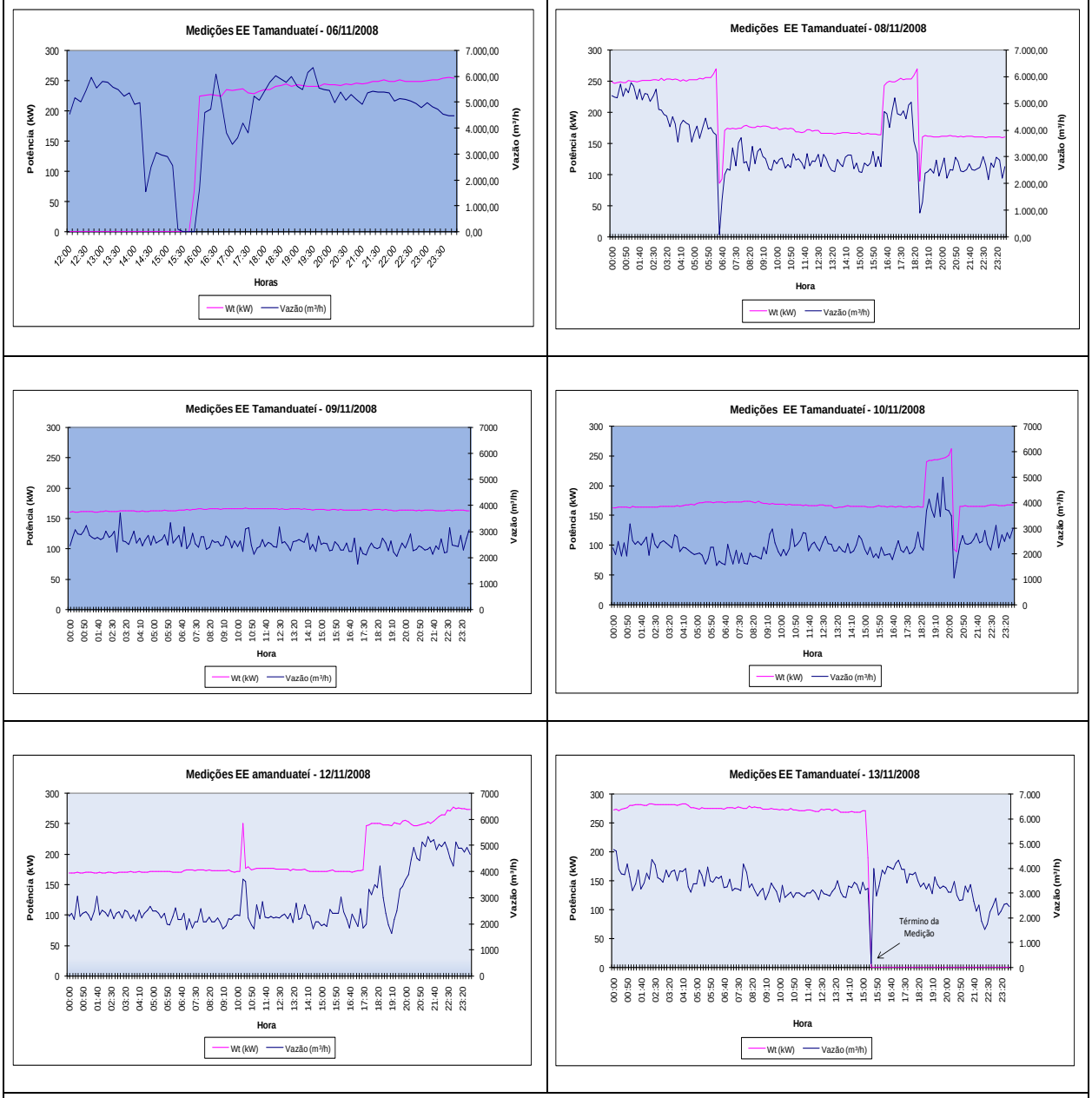


Figura 8. Medições de potência elétrica e vazão do 6 ao 13 de novembro/08

Observando-se as curvas da Figura 8, verifica-se que durante a maior parte do período amostral (63% do período), a potência consumida ficou entre 160 e 175 kW, caracterizando a operação de duas bombas simultaneamente. Durante cerca de 29% do período, foram acionadas três bombas, acarretando demandas entre 240 e 275 kW. Durante os 7% do tempo restantes, a demanda ficou em cerca de 90 kW, referente ao acionamento de apenas uma bomba.

As medições de vazão, entretanto, apresentaram significativas oscilações decorrentes da turbulência existente no ponto onde foram instalados os sensores de velocidade. Diante desses dados, não é possível extrair qualquer relação empírica entre o consumo de energia e a vazão nas bombas da estação.

- **5º Passo: Potencia da Bomba ≥ 10 cv ⇒ Obter as curvas das bombas.**

- **6º Passo: Identificar as formas construtivas das bombas.** Ver Figura 9 e 10.

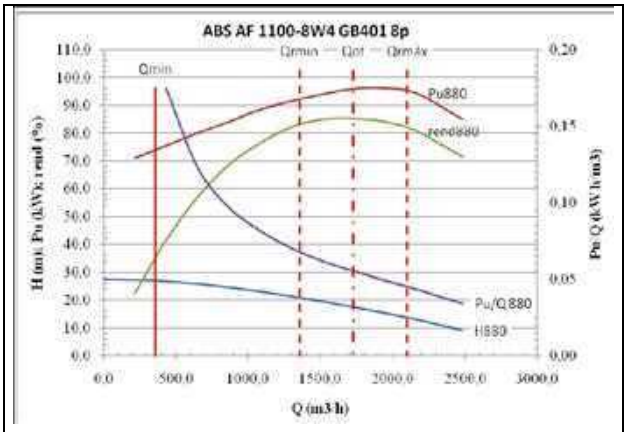


Figura 9. Curvas de carga, potência útil, rendimento e energia específica, em função da vazão para a bomba ABS AF 1100-8W4 operando sob rotação de 880 rpm

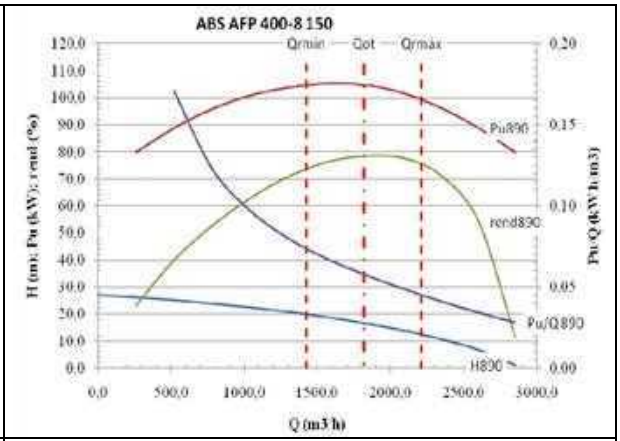
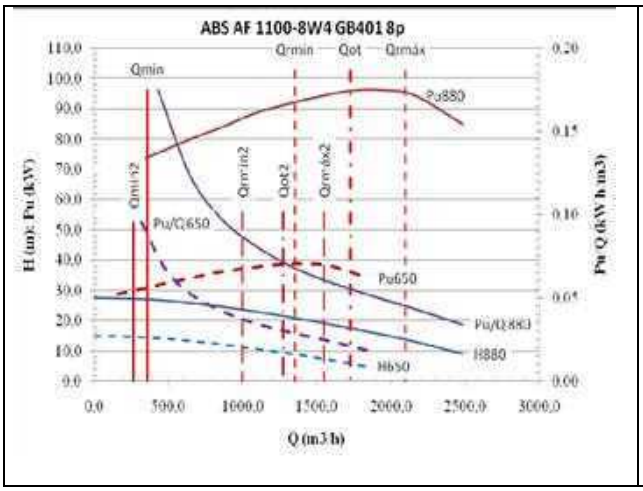


Figura 10. Curvas de carga, potência útil, rendimento e energia específica, em função da vazão para a bomba ABS AFP 400-8 150 operando sob rotação de 890 rpm

- **7º Passo: Curvas de iso-rendimento. Determinar as faixas de vazão de operação.**

As curvas para a bomba ABS AF 1100-8W4 são apresentadas nas Figuras 11 e 12. As curvas para a bomba ABS AFP 400-8 150 são apresentadas nas Figuras 11 e 12.



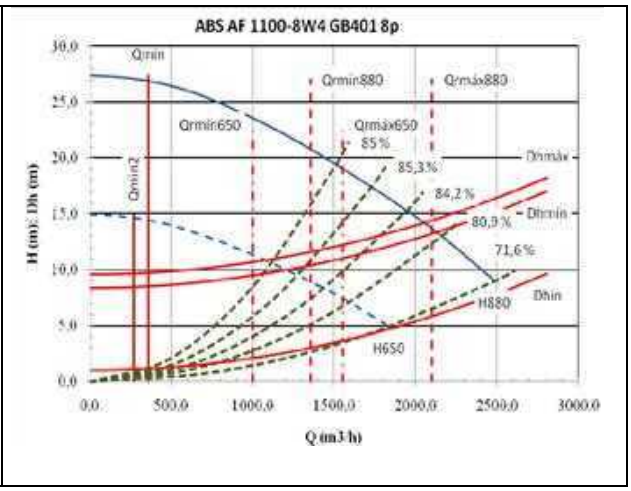


Figura 11. Curvas de carga, potência útil, rendimento, energia específica e curvas de iso-rendimento (pontilhadas), em função da vazão para a bomba ABS AF 1100-8W4 operando sob rotações de 880 rpm (linhas cheias) e de 650 rpm (linhas tracejadas)

Figura 12. Curvas de carga, de iso-rendimento (pontilhadas) e de dissipação do sistema, em função da vazão para a bomba ABS AF 1100-8W4 operando sob rotações de 880 rpm (linhas cheias) e de 650 rpm (linha tracejada)

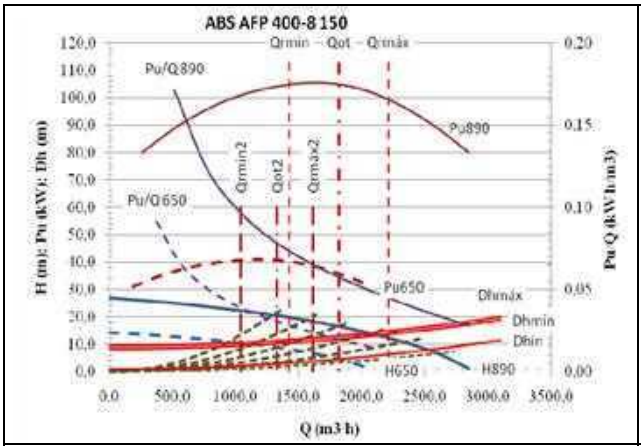


Figura 13. Curvas de carga, potência útil, rendimento, energia específica e curvas de iso-rendimento (pontilhadas), em função da vazão para a bomba ABS AFP 400-8 150 operando sob rotações de 890 rpm (linhas cheias) e de 650 rpm (linhas tracejadas)

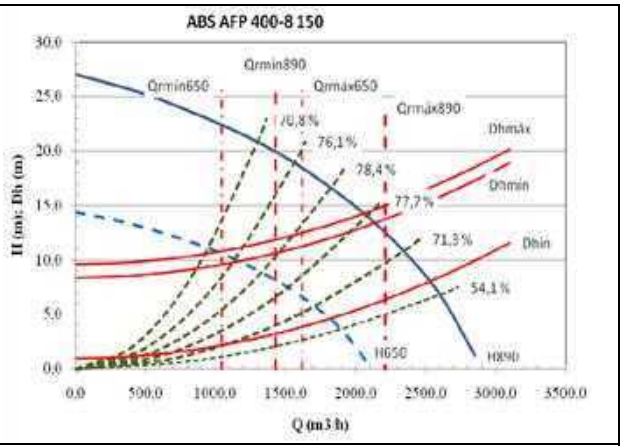


Figura 14. Curvas de carga, de iso-rendimento (pontilhadas) e de dissipação do sistema, em função da vazão para a bomba ABS AFP 400-8 150 operando sob rotações de 890 rpm (linhas cheias) e de 650 rpm (linha tracejada)

A Tabela 2 apresenta as vazões extremas que podem ser bombeadas pelas máquinas instaladas na EEE Tamanduateí. No caso das quatro bombas AFP 400- 8 150 tem-se a indicação da vazão extrema para uma, duas, três ou quatro bombas em operação simultânea, admitidos os desníveis geométricos de projeto.

Tabela 2. Vazões extremas das bombas instaladas na elevatória Tamanduateí

rotação nominal Bomba	qte. bombas	Qmáx (m3/h)	Qmáx (l/s)	Qmin (m3/h)	Qmin (l/s)
AFP 400-8 150	1	2130	591,7	2050	569,4
AFP 400-8 150	2	4260	1183,3	4100	1138,9
AFP 400-8 150	3	6390	1775,0	6150	1708,3
AFP 400-8 150	4	8520	2366,7	8200	2277,8
ABS AF 1100-8W4	1	2120	588,9	2050	569,4

Das medições feitas, observa-se que a vazão máxima recalcada foi medida no dia 6/11 e atingiu o valor de 1762,5 l/s. A Tabela 2 mostra que apenas três bombas AFP 400-8 150 têm

condições de suprir tal vazão. O número de operações liga-desliga dos motores elétricos das três bombas também contribui para o aumento de custo de manutenção do sistema.

- **8º Passo: É viável a instalação do inversor de freqüência?**

Depois das avaliações pode se concluir que tanto o déficit de vazão quanto o número de operações liga-desliga dos motores podem ser minimizados se as bombas forem operadas em rotações adequadas à demanda de momento, é dizer tecnicamente a instalação de um inversor de freqüência será potencialmente útil. Restaria avaliar o custo-benefício da instalação deste equipamento.

CONCLUSÃO:

Não somente a forma, mas também a dimensão das áreas urbanas exerce influência na relação saneamento ambiental e eficiência energética. O crescimento acentuado das cidades, associado ao aumento populacional e ao processo de urbanização deficiente frente às demandas de água estabelecidas, resulta em conseqüências visíveis no meio ambiente e no consumo de energia elétrica.

A crescente necessidade de se aperfeiçoar a operação dos sistemas de saneamento, visando, entre outros, a redução do consumo de energia, tem conduzido à avaliação de várias estratégias em busca de soluções eficazes para este problema. Os custos de energia devem ter um papel preponderante no planejamento e na concepção dos sistemas de saneamento, não cabendo mais considerar apenas os custos de implantação, mas também os operacionais (consumo de energia e manutenção).

O custo operacional de uma estação elevatória no tangente à operação de bombas varia em função da rotação, visto variar a potência demandada para o recalque. Desse modo, aumentos de rotação acarretam o aumento do custo operacional e vice-versa. Para a maioria das bombas, a energia específica (Pu/Q) decresce com o aumento de vazão, apresentando o menor valor na vazão máxima de operação da bomba. Cabe ressaltar, que este é o indicador mais importante do ponto de vista da análise da eficiência do sistema de bombeamento de esgoto.

Os processos propostos e apresentados no Fluxograma são adequados para avaliar estratégias visando à eficiência energética em sistemas de saneamento. Tais processos foram aplicados para avaliar a EEE Tamanduateí da SABESP, onde se constatou a necessidade de uma mudança de enquadramento tarifário e a instalação de um inversor de freqüência, com o intuito de reduzir os gastos com energia elétrica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

Bardales, K. L. N. (2007) *Otimização Energética da operação de um sistema adutor de água tratada utilizando Algoritmos Evolucionários Multiobjetivo.* Dissertação de Mestrado em Tecnologias Ambientais, Universidade Federal de Mato Grosso do Sul. Brasil.

Brasil (2006). *Diagnóstico dos Serviços de água e Esgoto.* Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. Ministério das Cidades. Brasília, Brasil.

Eletrobrás; Procel Sanear (2005). *Plano de ação PROCEL SANEAR 2006/2007.* Eletrobrás. Rio de Janeiro, Brasil.

Europump and Hydraulic Institute (2004). *Variable Speed Drives – A Way to Lower Life Cycle Costs.* Elsevier Advanced Technology. Oxford, Inglaterra.

Gonçalves, R. (Coordenador) (2009). *Conservação de água e energia em sistemas prediais e públicos de abastecimento de água.* Projeto PROSAB5. Rio de Janeiro, Brasil.

Saidel, M. A. (Coordenador) (2009). *Estudo para avaliação da utilização de acionamentos em rotação variável nas Estações Elevatórias de Esgoto da SABESP. Relatório Final.* Grupo de Energia do Departamento de Engenharia de Energia e Automação Eléctricas da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – GEPEA USP. São Paulo, Brasil.

Monachesi, M. G. (2005). *Eficiência Energética em Sistemas de Bombeamento.* Eletrobrás. Rio de Janeiro, Brasil.

Tsutiya, M. T. (2001). *Redução do Custo de Energia Elétrica em Sistemas de Abastecimento de água*. Editora ABES. São Paulo, Brasil.

Turolla, F. A. (2006). *Saneamento básico: experiência internacional e avaliação de propostas para o Brasil.* Confederação Nacional da Indústria – CNI. Brasília, Brasil.

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE REATOR ANAERÓBIO SEQUENCIAL EM BATELADA NO PROCESSO DE DESNITRIFICAÇÃO COM UTILIZAÇÃO DE ETANOL E METANOL COMO FONTES EXTERNAS DE CARBONO

André L. OLIVEIRA (1); Marcio R. SALLA (2)

RESUMO

Este trabalho avaliou reator anaeróbio seqüencial em batelada tratando esgoto sanitário sintético simulando esgoto doméstico na remoção biológica de nitrogênio com utilização das fontes externas de carbono etanol e metanol inseridas no reator anaeróbio. O sistema de tratamento era composto por dois reatores dispostos em série, um aeróbio (RSBAe), responsável principalmente pela remoção de matéria orgânica e nitrificação e outro, anaeróbio (RSBAn), responsável pela desntrificação. A operação dos reatores era realizada com ciclos de 24 h com o início do ciclo do RSBAn após o término do ciclo do reator RSBAe. O sistema RSBAe/RSBAn apresentou eficiência média de remoção de DQO superior a 94% e eficiência média de remoção de nitrogênio de 99%, utilizando-se qualquer uma das fontes de carbono no RSBAn. Concluiu-se que este sistema poderia ser operado tranqüilamente com ciclos de 12 horas. O processo de nitrificação, no RSBAe, ocorreu em média com 99% de eficiência nos períodos de utilização das duas fontes externas no RSBAn. No entanto, apesar dos bons resultados alcançados, o RSBAe apresentou uma concentração de DQO remanescente considerável visto que foi testada neste reator relação DQO/N-NO^-_3 igual a 14 sendo que as relações ótimas previstas na literatura são da ordem de 2,0 mg DQO/mg N-NO^-_3.

PALAVRAS-CHAVE: desnitrificação, fonte de carbono, etanol, metanol

(1) Professor Doutor da Faculdade de Eng. Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Tel.: (5534) 3239-4170, e-mail: andreoliveira@feciv.ufu.br
(2) Professor Doutor da Faculdade de Eng. Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Tel.: (5534) 3239-4170, e-mail: mrsalla@feciv.ufu.br

INTRODUÇÃO

O tratamento primário de esgoto municipal tinha como objetivo principal remover os sólidos sedimentáveis através de decantação simples. Com o desenvolvimento do tratamento secundário caracterizado pelo uso dos processos biológicos pôde-se promover uma remoção mais completa do material orgânico, visto que, as unidades de tratamento primário podiam depurar apenas parcialmente o esgoto devido à existência de material orgânico não sedimentável.

Na década de sessenta apesar dos avanços tecnológicos no projeto e operação de sistemas de tratamento biológico de águas residuárias, o sistema composto por tratamento primário seguido de tratamento secundário ainda conduzia a efluentes com grande potencial poluidor das águas de superfície devido às descargas de grandes quantidades de nutrientes, como o nitrogênio e fósforo, tendendo a causar grande desequilíbrio ecológico nos corpos d'água receptores. Com vistas a reduzir essas descargas e assim proteger os corpos d'água, tornou-se necessário o desenvolvimento de sistemas com tratamento terciário, isto é, sistemas que além dos sólidos sedimentáveis e do material orgânico, também proviam de remoção de nutrientes como nitrogênio e fósforo (Van Haandel e Marais, 1999).

Vazzoler (1993) afirma que nos processos de tratamento de resíduos líquidos, o objetivo principal é a redução da Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) causada pelas substâncias orgânicas dissolvidas ou suspensas no meio, seguido pela remoção de nutrientes inorgânicos e compostos orgânicos recalcitrantes, antes do lançamento do efluente tratado em um corpo receptor. Já Metcalf e Eddy (1991) dizem que os objetivos do tratamento biológico de águas residuárias são coagular e remover as partículas sólidas coloidais não sedimentáveis e estabilizar a matéria orgânica com a utilização de uma grande variedade de microrganismos, principalmente as bactérias, que podem converter substâncias orgânicas dissolvidas e coloidais em gases e tecidos celulares.

O tratamento biológico de águas residuárias envolve complexas e variadas populações de microrganismos que se inter-relacionam, possuem curvas de crescimento distintas e que sofrem a influência de vários fatores ambientais, como temperatura, pH, concentração da matéria orgânica, concentração de nutrientes e também do tipo de sistema de tratamento adotado (Callado, 2001).

Há um grande número de opções e combinações tecnicamente viáveis para o tratamento deste tipo de efluente, no que se refere à remoção de matéria orgânica, sólidos suspensos e nutrientes. A associação de reatores seqüenciais em batelada aeróbios (RSBAe) e reatores seqüenciais em batelada anaeróbios (RSBAn) atinge, comprovadamente, valores elevados de remoção de matéria carbonácea, sólidos em suspensão e nitrogênio. O reator seqüencial em batelada anaeróbio (RSBAn), assim como o reator seqüencial em batelada aeróbio, é capaz de efetuar a retenção de sólidos e a remoção de material orgânico numa mesma unidade de tratamento, sem a necessidade de um decantador secundário. Em geral, os RSBAns têm cinco períodos distintos de operação: enchimento, reação, sedimentação, descarte e repouso (Timur e Özturk, 1999). As reações biológicas e a mistura têm início no

período de enchimento do reator. Durante esse período, a relação Alimento/Microrganismo (A/M ou DQO/M) vai aumentando e chega ao valor mais alto no final do período, o que fornece um grande estímulo para a atividade metabólica e altas taxas globais de conversão do resíduo em biogás. Ao final da fase de reação, a concentração de substrato é mínima com baixas relações A/M, para floculação da biomassa (Dague et al., 1992). O período de repouso é o tempo compreendido entre o descarte do sobrenadante e a próxima alimentação do reator.

Nos esgotos domésticos, a maior parte do nitrogênio está na forma amoniacal (cerca de 60%) e quando lançados nos corpos receptores, há consumo do oxigênio dissolvido pela oxidação do nitrogênio amoniacal gerando o nitrito que é tóxico e pode causar danos à saúde. No Brasil, a resolução CONAMA 357 de 2005, estabelece que os efluentes de qualquer fonte geradora podem ter concentração máxima de amônia de 20 mg/L. Portanto os esgotos domésticos, onde há uma grande concentração de nutrientes, não podem ser lançados diretamente nos corpos d'água, tendo que primeiramente passar por algum tipo de tratamento que compõe a etapa de tratamento terciário.

Os processos biológicos para remoção de nitrogênio são realizados, principalmente, em dois passos. O primeiro é normalmente o tratamento aeróbio por lodos ativados e o segundo, é o tratamento aeróbio/anóxico/anaeróbio em diferentes configurações, de acordo com a finalidade específica. O processo mais efetivo, no entanto, é o sistema de lodos ativados anóxico, sendo de extrema importância que a completa nitrificação seja alcançada no primeiro passo (Ros, 1995).

Nos sistemas de tratamento, os principais processos envolvidos na remoção de nitrogênio são a amonificação, a nitrificação e a desnitrificação. A amonificação consiste na transformação do nitrogênio orgânico (N-org), por intermédio de enzimas catalisadoras, em nitrogênio amoniacal (N-amon). A remoção biológica de nitrogênio é realizada em dois estágios principais, onde a amônia é primeiramente convertida a nitrato, via nitrito (nitrificação) e o nitrato posteriormente transformado em nitrogênio gasoso (desnitrificação). Para que ocorra a desnitrificação é necessário uma fonte de carbono, como substrato para as bactérias desnitrificantes. Os tipos de fontes de carbono, externamente adicionada ou contida dentro da própria água residuária a ser tratada, diferem as várias tecnologias dos processos existentes (Isaacs e Henze, 1995).

De acordo com Leeuw et al. (1996), muitos fatores interferem nos processos de remoção de nitrogênio e, de uma forma geral, a insuficiência na remoção pode ser causada tanto pelas características desfavoráveis da água residuária quanto pelas deficiências operacionais do sistema ou até mesmo pelo tipo de fonte de carbono utilizada.

A remoção de nitrogênio total (N-NTK) nos processos convencionais de desnitrificação heterotrófica depende da relação DQO/N e da taxa de reciclo interno. Por esta razão a adição de uma fonte externa de carbono é necessária para águas residuárias que apresentem baixa relação DQO/N (Lee *et al*., 2001) ou seja, menor que a requerida estequiometricamente. Muitas fontes de carbono podem ser usadas no processo de desnitrificação, porém a eficiência é maior com a utilização das fontes de carbono mais simples e facilmente biodegradáveis como metanol, etanol, ácido acético e glicose.

Algumas considerações com relação à escolha da fonte de carbono têm sido feitas, avaliando-se vários fatores tais como: economia, desempenho, produção de lodo e prática operacional. Tais considerações têm levado à escolha de álcoois como fonte de carbono (Nyberg et al. 1996). Outras fontes de carbono também têm sido usadas, incluindo acetato e glicose. Os tipos de fontes de carbono e as taxas C/N afetam as taxas de redução de nitrato e de nitrito (Her e Huang, 1995).

Welander *et al*. (1998), utilizando um sistema em escala piloto que empregava biofilme suspenso (biofilme de leito móvel), para o tratamento biológico do percolado de aterro sanitário, alcançaram taxas de nitrificação e desnitrificação volumétrica de 24 $gN/m^3.h$, a 16 ^oC, e de 55 $gN/m^3.h$, a 17 ^oC, com metanol como fonte de carbono.

Mohseni-Bandpi e Elliott (1998), operando um disco biológico rotativo para remoção de nitrato de uma água com fins potáveis, encontraram relações ótimas de carbono/nitrogênio (C/N) na desnitrificação de 1,1, 1,25 e 1,7 para metanol, etanol e ácido acético, respectivamente. As quantidades requeridas para a remoção de 1,0 mg de nitrato foram em média 2,9, 2,4 e 4,3 mg de metanol, etanol e ácido acético, respectivamente. Segundo os autores, a eficiência na remoção de nitrato com o uso de metanol, etanol e ácido acético como fonte de carbono aumenta quase linearmente com o aumento da relação C/N, até um valor ótimo. Para metanol e ácido acético a eficiência de remoção não é significantemente aumentada com o aumento da relação C/N além da relação ótima. Com etanol, a eficiência de remoção de nitrato continua a aumentar uniformemente. Isto pode ser explicado pela possível formação de ácido acético a partir do etanol, quando uma alta concentração deste está presente no reator.

Her e Huang (1995), usando metanol, ácido acético, glicose e ácido benzóico como fontes de carbono, observaram que com o uso do metanol, a mínima relação C/N requerida para a desnitrificação quase completa (97-100%) foi 0,9 $gC/g\ N\text{-}NO^-_3$ ou 0,6 $gC/g\ N\text{-}NO^-_2$. Com o ácido acético, a mínima relação C/N requerida para a desnitrificação quase completa (97-99%) foi 1,9 $gC/g\ N\text{-}NO^-_3$ ou 1,3 $gC/g\ N\text{-}NO^-_2$. Os autores verificaram que a velocidade de desnitrificação aumentou linearmente com o aumento da relação C/N para cada uma das fontes de carbono, mas para uma relação acima de 15, a atividade desnitrificante da biomassa cessou tanto com metanol, quanto com ácido benzóico, enquanto que com o uso das outras fontes a taxa manteve-se crescente.

Isaac e Henze (1995) compararam as taxas de desnitrificação usando como fontes orgânicas de carbono o próprio esgoto, ácido acético e metanol. A taxa de desnitrificação com o uso do próprio esgoto foi cerca de três vezes menor que as taxas encontradas com o uso das outras fontes. Tam et al. (1992) comparando acetato, metanol e glicose como fontes de carbono em processo de desnitrificação, observaram que o acetato conduziu a melhores resultados na taxa desnitrificação, seguido por metanol e glicose.

MATERIAIS E MÉTODOS

A instalação experimental era constituída basicamente de dois reatores em batelada, em escala de laboratório (bancada), sendo um aeróbio (RSBAe) seguido por um anaeróbio (RSBAn). Os dois reatores tinham seção circular com diâmetro de 0,145 m e altura de 1,0 m, resultando em volume total de 16,5 L, com volume útil de 13,5 L, dos quais 9,0 L era ocupado pelo sobrenadante e 4,5 L pelo lodo. A entrada do afluente era realizada por

tubulação ligada próxima à base do reator (3 cm) e a saída a 30 cm da base. A entrada da fonte externa de carbono era feita em tubulação situada a 63 cm da base do reator anaeróbio. Além dos dois reatores seqüenciais em batelada, a instalação experimental ainda era composta por um reservatório de esgoto sintético, um reservatório para esgotamento do efluente do reator anaeróbio, sistema de deslocamento líquido para medição do volume de gás produzido, balão de borracha para armazenamento de gás, soprador de ar no reator aeróbio (acionado por bomba de aquário), medidor de potencial redox, microcomputador e um sistema de controle.

A Figura 1 ilustra o aparato experimental utilizado para realização dos experimentos e seus componentes.

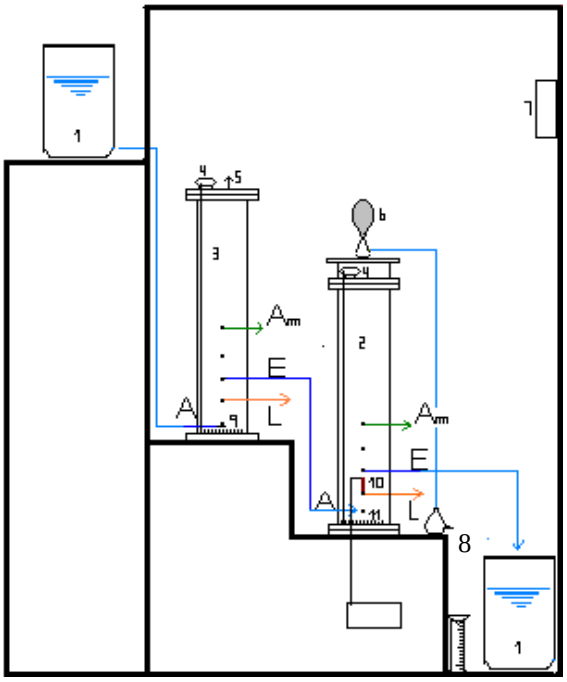


Figura 1.Detalhes da instalação experimental utilizada em todas as fases do trabalho

Legenda: (1) – Reservatórios, (2) – RSBAn, (3) – RSBAe, (4) – Soprador de ar (bomba de aquário), (5) – Saída de gás, (6) – Balão de borracha, (7) – Controle de temperatura, (8) – Sistema para medição de gás, (9) – Pedra porosa, (10) – Sonda de potencial redox, (11) – Difusor de ar, (A) – Afluente, (E) – Efluente, (L) – Descarte de lodo, (Am) - Pontos de amostragem.

A operação dos reatores foi dividida em duas fases, a primeira, relativa à utilização do etanol como fonte externa de carbono e a segunda relativa à utilização do metanol, ambos inseridos no reator RSBAn (2). O processo de desnitrificação foi analisado sob a relação DQO/N-NO^-_3 igual a 14.

Apesar do ciclo de operação ter duração de 24 horas tanto para o reator RSBAe quanto para o reator RSBAn, todo o nitrato oriundo do reator RSBAe era convertido em menos de 12 horas no reator RSBAn. Assim sendo a análise dos dados foi baseada neste intervalo de tempo. O ciclo de 24 horas justificava-se pela necessidade de total nitrificação no reator aeróbio, que é um processo mais demorado que o de desnitrificação (reator anaeróbio).

ETAPAS DESENVOLVIDAS

O trabalho foi desenvolvido em duas etapas cada uma referente à utilização de um substrato distinto como fonte externa de carbono para o processo de desnitrificação.

RESULTADOS

Utilizando-se o etanol como fonte externa de carbono foi avaliada a relação DQO/N-NO^-_3 estudada foi a 14. A avaliação do desempenho dos reatores, foi realizada através do acompanhamento dos parâmetros DQO_B (demanda química de oxigênio bruta), DQO_F (demanda química de oxigênio filtrada), N-NTK (nitrogênio total Kjeldahl), N-amon (nitrogênio amoniacal), N-NO^-_2 (nitrogênio nitrito), N-NO^-_3 (nitrogênio nitrato) afluente e efluente de cada reator, além do pR (antes e depois da mistura) do RSBAn. O quadro 1 apresenta os valores destes parâmetros medidos.

Quadro 1. Valores dos parâmetros monitorados utilizando-se etanol como fonte externa de carbono no processo de desnitrificação

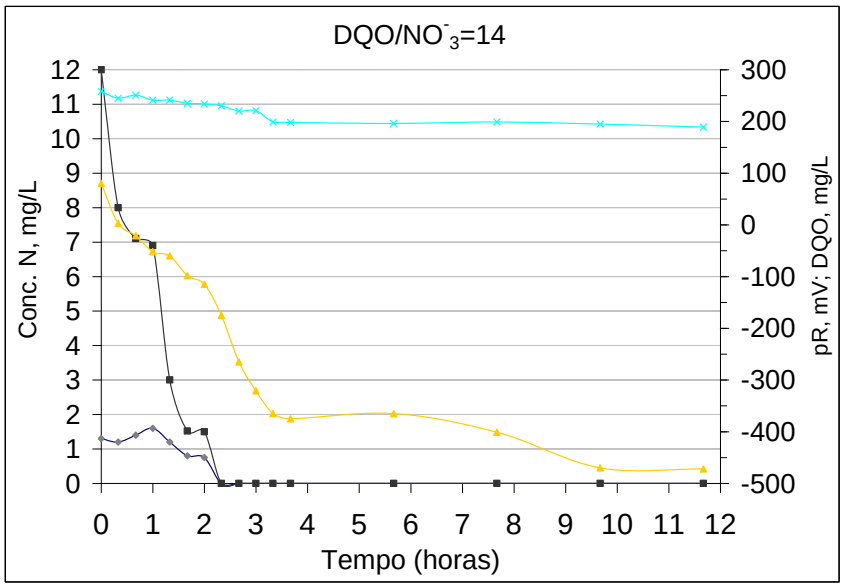
SUBSTRATO			RSBAe					RSBAn				
pH	DQO_B	DQO_F	pH	DQO_B	DQO_F	$EDQO_B$	$EDQO_F$	pH	DQO_B	DQO_F	RD_A	RD_D
7,6	541	412	7,4	27	26	-	-	7,0	57	48	-452	77
7,5	520	398	7,4	32	28	94	93	7,1	50	47	-450	80

SUBSTRATO				RSBAe				RSBAn			
N-NTK	N-NH^+_4	N-NO^-_2	N-NO^-_3	N-NTK	N-NH^+_4	N-NO^-_2	N-NO^-_3	N-NTK	N-NH^+_4	N-NO^-_2	N-NO^-_3
-	-	0,0	4,5	-	-	0,2	22,5	-	-	0,1	1,0
-	-	0,0	4,6	-	-	0,0	23,0	-	-	0,0	1,0

RSBAn					
ST	STF	STV	SST	SSTF	SSTV
780	414	366	174	6	168
-	-	-	-	-	-

Produção de gás (%)		
N	CH_4	CO_2
97,26	1,17	1,57
97,2	1,1	1,7

Foi alcançada eficiência média de remoção de DQO_B e DQO_F de 94% e 93%, respectivamente, para o RSBAe. Houve remoção de 99% do nitrato produzido no RSBAe. A Figura 2 apresenta a variação dos parâmetros monitorados durante o perfil realizado.



Legenda: DQO$_F$ pR N-NO$^-_3$ N-NO$^-_2$

Figura 2. Perfl temporal do RSBAn para valor da relação DQO/ NO$^-_3$ igual a 14, usando o etanol como fonte externa de carbono

A remoção de N-NO$^-_2$ e N-NO$^-_3$ ocorreu em menos de três horas. O maior consumo de DQO foi verificado nas primeiras quatro horas, depois a concentração de DQO decresceu lentamente até o final do perfil. O valor do pR ficou próximo de –100 mV até o momento em que o N-NO$^-_3$ foi totalmente consumido. A partir daí decresceu rapidamente para –400 mV, estabelecendo-se condições de anaerobiose no reator. Fica claro que a concentração de DQO utilizada foi muito superior à necessária, visto que ao final do perfil, ainda havia uma concentração de 200 mg/L de DQO remanescente. Vários trabalhos reportam que a relação C/N (carbono/nitrogênio) ótima, situa-se entre 1,0 e 2,0 mgC/mgN.

A velocidade de consumo de nitrato encontrada foi 5,15 mgN-NO$^-_3$/L.h. Esta velocidade de consumo é menor que os valores encontrados para as outras fontes a esta mesma relação conforme encontrado em Callado (2001).

Utilizando-se o metanol como fonte externa de carbono a relação DQO/N-NO$^-_3$ estudada foi também de 14. Não foi feita nenhuma modificação no sistema operacional nem na metodologia de acompanhamento dos parâmetros, ou seja, a obtenção dos dados seguiu os critérios estabelecidos com o uso do etanol como fonte de carbono.

A avaliação do desempenho dos reatores também foi realizada a partir do acompanhamento dos parâmetros DQO$_B$ (demanda química de oxigênio bruta), DQO$_F$ (demanda química de oxigênio filtrada), N-NTK (nitrogênio total Kjeldahl), N-amon (nitrogênio amoniacal), N-NO$^-_2$ (nitrogênio nitrito), N-NO$^-_3$ (nitrogênio nitrato) afluente e efluente de cada reator, além do pR (potencial redox) do RSBAn. O quadro 2 apresenta os valores destes parâmetros medidos.

Quadro 2. Valores dos parâmetros monitorados utilizando-se metanol como fonte externa de carbono no processo de desnitrificação

SUBSTRATO			RSBAe					RSBAn				
pH	DQO_B	DQO_F	pH	DQO_B	DQO_F	$EDQO_B$	$EDQO_F$	pH	DQO_B	DQO_F	RD_A	RD_D
7,6	487	364	7,4	30	26	-	-	7,0	57	47	-467	70
7,5	495	360	7,4	35	28	93	92	7,1	50	45	-458	85

SUBSTRATO				RSBAe				RSBAn			
N-NTK	$N\text{-}NH^+_4$	$N\text{-}NO^-_2$	$N\text{-}NO^-_3$	N-NTK	$N\text{-}NH^+_4$	$N\text{-}NO^-_2$	$N\text{-}NO^-_3$	N-NTK	$N\text{-}NH^+_4$	$N\text{-}NO^-_2$	$N\text{-}NO^-_3$
-	-	0,0	5,5	-	-	0,0	29,9	-	-	0,0	1,1
-	-	0,0	4,9	-	-	0,0	28,0	-	-	0,0	1,0

RSBAn					
ST	STF	STV	SST	SSTF	SSTV
750	378	372	168	5	163
-	-	-	-	-	-

Produção de gás (%)		
N	CH_4	CO_2
97,94	0,99	1,07
97,93	1	1,07

Foi alcançada eficiência de remoção de DQO_B e DQO_F de 93% e 92%, respectivamente, para o RSBAe. Houve remoção de 98% do nitrato produzido no RSBAe.

A Figura 3 apresenta a variação dos parâmetros no perfil realizado.

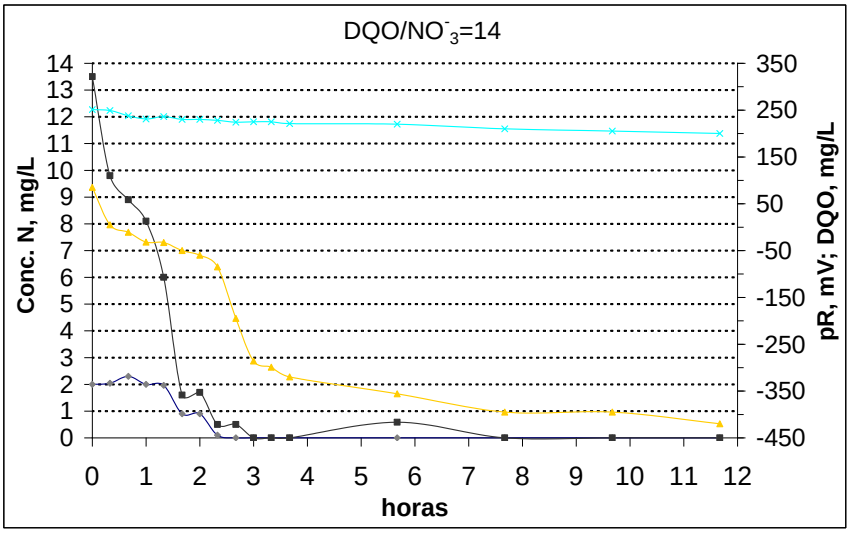


Figura 3. Perfl temporal do RSBAn para valor da relação DQO/ NO^-_3 igual a 14, usando o metanol como fonte externa de carbono

A remoção de $N\text{-}NO^-_3$ e $N\text{-}NO^-_2$ ocorreu em pouco mais de duas horas. O maior consumo de DQO foi verificado nas primeiras quatro horas, depois a concentração de DQO decresceu lentamente até o final do perfil. Quando a concentração de $N\text{-}NO^-_3$ decresceu para valores próximos de 2,0 mg/L o pR decresceu de –50 mV para –320 mV e chegou ao final do perfil em –450 mV. Fica claro que a de DQO utilizada também para esta fonte foi muito superior à necessária, visto que ao final do perfil, ainda havia uma concentração de 210 mg/L de DQO remanescente. Vários trabalhos reportam que a relação C/N (carbono/nitrogênio) ótima, situa-se entre 1,0 e 2,0 mgC/mgN.

A velocidade de consumo de nitrato encontrada foi 4,5 $mgN\text{-}NO^-_3/L.h$. Esta velocidade de consumo, observada com o uso da relação 14 é menor que os valores encontrados para as outras fontes de carbono testadas para esta relação.

CONCLUSÕES

O sistema RSBAe/RSBAn, operado com ciclos de 24 h, apresentou eficiência média de remoção de DQO superior a 94% e eficiência média de remoção de nitrogênio, considerando-se o nitrogênio afluente ao sistema, de 98%, utilizando-se qualquer uma das fontes de carbono no RSBAn . Este sistema poderia ser operado tranqüilamente com ciclos de 12 horas, no entanto, como garantia de nitrificação total no RSBAe o ciclo fixado foi de 24 horas.

O processo de nitrificação, no RSBAe, ocorreu com 99% de eficiência e o processo de desnitrificação, no RSBAn, ocorreu com eficiência média de 98%.

Os valores do pR medidos no RSBAn apresentaram valor médio, ao final dos ciclos, de –220 mV, não sendo verificada a presença de nitrato, caracterizando desta forma, condições anóxicas/anaeróbias no reator, condições ótimas para a desnitrificação.

Com o uso do metanol e etanol como fontes de carbono para a relação $DQO/N\text{-}NO^-_3$ igual a 14, o RSBAe apresentou uma concentração de DQO remanescente muito elevada, visto que as relações $DQO/N\text{-}NO^-_3$ ótimas para estas fontes são da ordem de 2,0 $mgDQO/mg\ N\text{-}NO^-_3$.

Apesar do sistema apresentar remoção quase completa de nitrogênio verificou-se que a carga orgânica adicionada ao reator anaeróbio em relação à concentração de nitrato foi muito elevada uma vez que verificou-se elevada DQO remanescente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Callado, N. H. (2001). Reatores Sequenciais em Batelada em Sistema Anaeróbio/Aeróbio Tratando Esgoto Sanitário Sintético. São Carlos, 226 p. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Paulo.

Resolução CONAMA 357 (2005). Ministério do meio ambiente - Conselho nacional do meio ambiente, Brasil.

Dague, R. R., Habben, C. E., Pidaparti, S. R. (1992). Initial Studies on the Anaerobic Sequencing Batch Reactor. *Water Science and Technology* 26(9-11), 2429-2432.

Her, J. J. e Huang, J. S. (1995). Influences of Carbon source and C/N Ratio on Nitrate/Nitrite Denitrification and Carbon Breakthrough. *Bioresource Technology* 54, 45-51.

Isaacs, S. H. e Henze, M. (1995). controlled carbon source addition to an alternative nitrification-denitrification wastewater treatment process including biological p removal. *Water Research*, 29 (1), 79-89.

Leeuw, E. J., Kramer, J. F., Bult, B. A. e Wijcherson, M. H. (1996). Optimization of Nutrient Removal with On-line Monitoring and Dynamic Simulation. *Water Science and Technology* 33(1), 203-209.

Lee, D. U., Lee, I. S., Choi, Y. D. e Bae, J. H. (2001). Effects of External Carbon Source and Empty Bed Contact Time on Simultaneous Heterotrofic and Sulfur-Utilizing Autotrophic Denitrification. *Process Biochemistry* 36, 1215-1224.

MetcalF e Eddy (1991) *Wastewater Engineering. Treatment Disposal and Reuse*. McGraw-Hill Series in Water Resources and Environmental Engineering, 3a ed.

Mohseni-Bandpi, A. e Elliott, D. J. (1998). Groundwater Denitrification with Alternative Carbon Source. *Water Science Technology* 38(6), 237-243.

Nyberg, U., Anderson, B., Aspegren, H. (1996). Long-term Experiences with External Carbon Sources for Nitrogen Removal. *Water Science and Technology* 33(12),109-116.

Ros, M. (1995). Denitrification Kinetics in an Activated Sludge System. *Water Science and Technology* 32(9-10), 323-330.

Tam, N. F. Y.; Wong, Y. S. e Leung, G. (1992). Effect of Exogenous Carbon Sources on Temoval of Inorganic Nutrient by the Nitrification-Denitrification Process. *Water Science Technology* 26, 1229-1236.

Timur, H. e Özturk, J. (1999). Anaerobic Sequencing Batch Reactor Treatment of Landfill Leachate. *Water Research* 33(15), 3225-3230.

Van haandel. A., Marais, G. (1999). *O Comportamento do Sistema de Lodo Ativado*. Epgraf., Campina Grande, 488 p.

Vazzoler, R. F. (1993). Características e interações microbianas nos processos de tratamento biológico aeróbio e anaeróbio. IN II Curso de tratamento biológico de resíduos. EESC/USP-São Carlos.

Welander, U., Henrysson, T. e Welander, T. (1998). Biological Nitrogen Removal from Municipal Landfill Leachate in a Pilot Scale Suspended Carrier Biofilm Process. Water Science and Technology, v. 32, no. 5, pp. 1564-1570.

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO NA GESTÃO PATRIMONIAL DE INFRA-ESTRUTURAS DE ABASTECIMENTO ÁGUA E ÁGUAS RESIDUAIS E PLUVIAIS

Maria Santos SILVA[1]; Maria Adriana CARDOSO[2]; Helena ALEGRE[3]

RESUMO

A abordagem de gestão patrimonial de infra-estruturas (GPI) de sistemas urbanos de água deve ser feita de forma integrada e pró-activa, envolvendo os diferentes níveis de decisão (*i.e.*, níveis estratégico, táctico e operacional) das entidades gestoras.

Actualmente, encontra-se em curso (2009-2011) o projecto de investigação AWARE-P (*Advanced Water Asset Rehabilitation*) que visa desenvolver metodologias e uma aplicação computacional de apoio à GPI em sistemas urbanos de água, incorporando as dimensões de desempenho, custo e risco (Alegre *et al.*, 2010).

As normas ISO 24510:2007(E), ISO 24511:2007(E), e ISO 24512:2007(E) estabelecem uma abordagem metodológica para avaliação de desempenho dos serviços de águas prestados aos utilizadores com base em indicadores de desempenho, numa perspectiva de melhoria contínua.

O presente artigo descreve o desenvolvimento, no âmbito do AWARE-P, de um sistema de avaliação do desempenho para o planeamento de GPI em sistemas urbanos de água, seguindo a metodologia recomendada nas normas referidas. Para o nível de planeamento estratégico são propostos objectivos, critérios de avaliação que os descrevem e respectivas medidas de desempenho, que quantificam o seu cumprimento. Apresentam-se exemplos de implementação da abordagem proposta a duas entidades gestoras de diferentes características, serviços municipalizados e operador privado, permitindo a aplicação desta metodologia a diferentes realidades.

PALAVRAS-CHAVE: Avaliação de desempenho, gestão patrimonial de infra-estruturas, planeamento, reabilitação, sistemas urbanos de água

[1] Bolseira de Investigação do Projecto AWARE-P, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Avenida do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa

[2] Investigadora Auxiliar, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Avenida do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa

[3] Investigadora Principal, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Avenida do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa

1. INTRODUÇÃO

Com a evolução dos sistemas de abastecimento de água e de águas residuais, a garantia da acessibilidade do serviço deixa de assumir um papel principal nos objectivos delineados pelas entidades gestoras destes serviços. O nível de exigência e de maturidade destes serviços aumenta, passando a concentrar-se em questões como a manutenção e sustentabilidade do serviço prestado, garantindo uma boa reputação e imagem (Alegre, 2007). A reabilitação dos sistemas começa, assim, a ganhar uma nova dimensão, e é tida como um caminho necessário para garantir a sustentabilidade e qualidade do serviço.

Em Portugal, a entidade reguladora dos serviços de águas e resíduos (ERSAR) tem como objectivo assegurar uma correcta protecção dos utilizadores destes serviços. No âmbito do modelo de regulação a ERSAR, recorrendo à metodologia de avaliação do desempenho, tem vindo a aplicar a avaliação da qualidade do serviço às entidades gestoras portuguesas.

Para garantir a sustentabilidade e a qualidade do serviço torna-se essencial investir num planeamento adequado que envolva regularmente a revisão do desempenho e das principais exigências dos sistemas. Aplicar uma metodologia de Gestão Patrimonial de Infra-Estruturas (GPI) pode auxiliar neste processo (IMM, 2002). Esta metodologia consiste na implementação de uma gestão ponderada que visa garantir o equilíbrio entre o risco, o custo e o desempenho associado às infra-estruturas em questão, tendo em vista o curto e o longo prazos (Alegre, 2007). Esta abordagem contempla de igual modo os vários sectores que constituem uma entidade gestora, não só a nível da engenharia, mas também a nível da gestão e da informação.

A avaliação do desempenho dos sistemas de abastecimento de água e de águas residuais toma assim um papel de elevada importância na garantia da qualidade do serviço prestado (Cabrera e Pardo, 2008). Esta é uma das áreas em que incide o projecto AWARE-P (*Advanced Water Asset Rehabilitation, Portugal*), que pretende apoiar a definição de abordagens integradas de reabilitação nos dois tipos de sistemas, tendo como base a GPI (Alegre *et al.*, 2010). O projecto tem como principal objectivo orientar as entidades gestoras de serviços urbanos de água no desenvolvimento de abordagens pró-activas, ao invés das abordagens reactivas usadas generalizadamente hoje em dia, assim como investir na avaliação constante do desempenho dos sistemas. No âmbito do projecto encontram-se em edição dois manuais: “Gestão Patrimonial de Infra-estruturas de abastecimento de água” (Alegre e Covas, 2010) e “Gestão Patrimonial de Infra-estruturas de águas residuais e pluviais – Abordagem centrada na reabilitação” (Almeida e Cardoso, 2010), encontrando-se em desenvolvimento um *software* que pretende orientar e apoiar o planeamento da reabilitação, baseando-se em avaliações de risco, desempenho e custo.

O presente trabalho insere-se neste contexto, apresentando a metodologia de avaliação de desempenho proposta no âmbito do projecto e a sua aplicação a dois casos de estudo.

2. AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO NA GESTÃO PATRIMONIAL DE INFRA-ESTRUTURAS

Os sistemas urbanos de água são infra-estruturas essenciais para o crescimento e desenvolvimento das populações. Como tal, a sua gestão deve ser planeada tendo em conta todos os activos que compõem estes sistemas. Como já foi referido a reabilitação dos

sistemas tem vindo a ganhar uma importância crescente e constitui uma das principais componentes da GPI.

Como se encontra exemplificado na Figura 1, a GPI foca três vertentes fundamentais para a gestão de um sistema: **desempenho**, risco e custo. A avaliação de desempenho constitui assim um dos pilares fundamentais de uma abordagem integrada de GPI, nas diversas fases deste processo, em qualquer um dos três níveis de planeamento (Alegre e Covas, 2010; Almeida e Cardoso, 2010). Esta avaliação surge como um meio para quantificar as potencialidades e deficiências dos sistemas, servindo de suporte para o estabelecimento de medidas correctivas, para além de permitir efectuar comparações independentes e em base normalizada.



Figura 1. Conceito de Gestão Patrimonial de Infra-estruturas (Alegre, 2007)

A avaliação de desempenho permite efectuar um diagnóstico do sistema em causa e da sua condição actual. A informação resultante desta avaliação permite apoiar a tomada de decisões e a afectação dos recursos financeiros da organização. Esta avaliação pode ser aplicada com vista à regulação de uma actividade, como no caso da ERSAR, que avalia a qualidade do serviço prestado aos utilizadores, ou simplesmente uma avaliação interna, ou para comparação com outras organizações semelhantes e com o mesmo tipo de avaliação.

As principais medidas de desempenho usadas para este tipo de avaliação devem expressar quantitativa ou qualitativamente o desempenho previsto. Destas medidas de desempenho devem resultar informações claras e perceptíveis que permitam avaliar o cumprimento ou não dos objectivos inicialmente previstos. As três principais medidas de desempenho usadas para a avaliação dos sistemas urbanos de água são (Sjøvold *et al*., 2008):

Indicadores de desempenho – Medidas quantitativas de eficácia e de eficiência resultantes de uma combinação de variáveis que permitem mensurar o desempenho de uma organização, quando comparadas com metas pré-definidas, não contendo implicitamente nenhum julgamento. São a medida mais comum dos sistemas de avaliação de desempenho já desenvolvidos.

Índices de desempenho – Medidas de desempenho que resultam da combinação de outras medidas elementares como os níveis de desempenho ou os indicadores de desempenho. Sintetizam numa medida única diferentes pontos de vista. Têm como vantagem relativamente aos indicadores de desempenho o facto de poderem ser usados

para efeitos de previsão do desempenho, e como principal desvantagem serem mais dificilmente auditáveis.

Níveis de desempenho – Medidas de desempenho essencialmente qualitativas e de natureza discreta ("bom", "satisfatório", etc). Em geral são adoptados quando não é viável calcular medidas quantitativas.

3. METODOLOGIA

A metodologia de avaliação do desempenho proposta no projecto AWARE-P encontra-se descrita em Alegre e Covas (2010) e em Almeida e Cardoso (2010). Esta metodologia teve como base as normas ISO 24510:2007(E) (ISO, 2007a), ISO 24511:2007(E) (ISO, 2007b), ISO 24512:2007(E) (ISO, 2007c). O principal objectivo destas normas consiste em fornecer, às partes interessadas, recomendações para a avaliação e a melhoria do serviço aos utilizadores, e para a melhoria da gestão dos serviços de água de acordo com os objectivos globais estabelecidos. Estas normas proporcionam metodologias de supervisão e de comparação do desempenho da qualidade do serviço prestado entre as entidades gestoras. São normas não certificáveis, fornecendo apenas orientações de carácter não obrigatório.

A metodologia proposta no projecto AWARE-P considera o princípio das normas ISO 24500, tendo como principal objectivo orientar as entidades gestoras dos serviços de águas no desenvolvimento de abordagens pró-activas e na avaliação constante do desempenho dos seus sistemas (Alegre e Covas, 2010). Esta metodologia deve ser aplicada de igual modo para curto (operacional), médio (táctico) e longo (estratégico) prazos. Os três níveis de planeamento que se propõem são: o **nível de planeamento estratégico**, relacionado com uma análise de longo prazo (10 a 20 anos), corresponde a uma visão global do serviço e da infra-estrutura que o suporta, visando, sobretudo, definir metas e não vias para atingir os resultados pretendidos; o **nível de planeamento táctico** correspondente a um nível intermédio, onde se define como é que se vão atingir os resultados pretendidos no nível estratégico, normalmente relacionado com uma análise de médio prazo (3 a 5 anos); e o **nível de planeamento operacional** que focaliza ao pormenor onde e quando se vão realizar acções para quantificar as tácticas definidas anteriormente, privilegiando a programação e execução de trabalhos. Não existe uma linha de separação universal entre os três níveis de planeamento, dependendo do tipo de sistema e análise que se pretende efectuar.

A metodologia da avaliação do desempenho engloba a definição de objectivos de avaliação, critérios que descrevam os pontos de vista dos objectivos, e de medidas de desempenho que quantificam esses critérios (ver Figura 2).

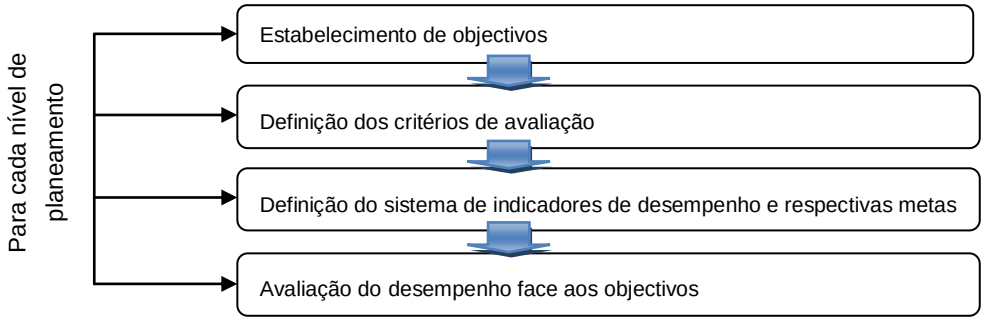


Figura 2. Abordagem metodológica para o desenvolvimento do sistema de avaliação de desempenho

Os **objectivos** devem ser delineados pela entidade gestora. No nível de planeamento estratégico os objectivos devem reflectir a visão e a missão da organização. No nível de planeamento táctico os objectivos devem estar alinhados com o definido previamente no nível de planeamento estratégico. A definição dos objectivos operacionais segue o mesmo pressuposto, mantendo um alinhamento entre os dois níveis de planeamento.

Os **critérios de avaliação** permitem descrever os diferentes pontos de vista dos objectivos e, tal como nos objectivos, devem ser definidos para os três níveis de planeamento. Cada critério de avaliação é mensurável através de **medidas de desempenho**. Estas medidas podem ser indicadores, índices ou níveis de desempenho, recomendando-se para o nível de planeamento estratégico o uso de indicadores de desempenho por serem mais globais. Ao nível táctico os indicadores e índices de desempenho permitem uma visão mais pormenorizada do sistema. Pode ser útil o uso de níveis de desempenho para facilitar a interpretação dos resultados e a hierarquização de prioridades de actuação.

Após estabelecidas as metas e determinadas as medidas de desempenho é possível **avaliar o estado actual do desempenho** da organização face aos objectivos pré-definidos.

4. SISTEMA DE AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO AWARE-P

4.1. Objectivos

Seguindo a metodologia descrita em 3, foi desenvolvida uma estrutura de avaliação do desempenho AWARE-P que serve de base para a aplicação ao nível do planeamento estratégico. Pretende-se que esta estrutura seja flexível e abrangente de modo a permitir ao utilizador definir o seu próprio sistema de avaliação.

Propõe-se, como ponto de partida a adoptar em cada caso concreto, a lista de objectivos de avaliação apresentada nos Quadro 1 (Alegre e Covas, 2010; Almeida e Cardoso, 2010). Cada entidade gestora pode acrescentar novos objectivos considerados relevantes para o seu caso.

Salienta-se que estes objectivos descritos constituem uma base para apoiar as entidades gestoras na definição de objectivos estratégicos. No entanto, alguns destes objectivos são aplicáveis quer ao nível estratégico quer táctico. Cada organização deve definir os seus objectivos, o que depende do tipo de organização, da avaliação que se pretende efectuar e dos seus condicionalismos e exigências.

Quadro 1. Objectivos para sistemas de abastecimento de água (SAA) e sistemas de águas residuais e pluviais (SARP)

	Identificação	Objectivos de avaliação
SAA	1	Protecção da saúde pública
	2	Satisfação das necessidades e expectativas dos utilizadores
	3	Fornecimento do serviço em condições normais e de emergência
	4	Sustentabilidade da entidade gestora
	5	Promoção do desenvolvimento sustentável da comunidade
	6	Protecção do meio ambiente
SARP	1	Protecção da saúde e segurança públicas
	2	Gestão da segurança e saúde no trabalho
	3	Satisfação das necessidades e expectativas dos utilizadores
	4	Fornecimento do serviço em condições normais e de emergência
	5	Sustentabilidade da entidade gestora
	6	Promoção do desenvolvimento sustentável da comunidade
	7	Protecção do meio ambiente

4.2. Critérios de avaliação

Os critérios de avaliação que se propõem no sistema AWARE-P (ISO, 2007a; ISO, 2007b; ISO, 2007c; Alegre e Covas, 2010; Almeida e Cardoso, 2010) apresentam-se no Quadro 2. Uma vez que o nível de análise é global, alguns dos critérios de avaliação definidos podem descrever mais do que um objectivo. Ambas as abordagens, para sistemas de abastecimento de água (SAA) e sistemas de águas residuais e pluviais (SARP), são comuns, permitindo uma maior facilidade de utilização e de interpretação. Cabe a cada entidade gestora seleccionar os critérios de avaliação que considere mais relevantes e, eventualmente, definir outros critérios se necessário.

Quadro 2. Critérios de avaliação estratégicos para os SAA e SARP

Identificação	Critérios de avaliação	Aplicável aos objectivos	
		SAA	SARP
A	Limitação e minimização das descargas	-	1, 6
B	Minimização do perigo para a segurança das populações	-	1, 4
C	Continuidade do serviço	1, 2, 3	1, 4
D	Gestão da segurança e emergências	1, 3	1, 4
E	Cobertura e disponibilidade do serviço	1, 2, 3, 5	1, 4, 6
F	Cumprimento de todos os requisitos relativamente à segurança e saúde no trabalho	-	2
G	Satisfação dos utilizadores pelo serviço prestado	2	3
H	Minimização do impacto negativo nas actividades económicas	-	3, 4
I	Tratamento de águas residuais	-	3, 6
J	Sustentabilidade económica e financeira	4	5
K	Eficiência na utilização de recursos humanos	4	5
L	Eficiência no uso de recursos ambientais	4, 5, 6	5, 6, 7
M	Sustentabilidade infra-estrutural	4	5
N	Prevenção e controlo da poluição	6	6, 7
O	Adequação da quantidade de água nos pontos de consumo do sistema em condições normais e de emergência	1, 2, 3, 5	-
P	Cumprimento das normas em matéria de saúde pública e de qualidade para consumo humano	1, 2, 5	-

4.3. Medidas de desempenho

As medidas de desempenho usadas no sistema AWARE-P, para quantificar os critérios de avaliação descritos em 4.2, foram indicadores de desempenho. No desenvolvimento do sistema de indicadores de desempenho proposto consideraram-se os seguintes sistemas de indicadores: IWA (Matos *et al.*, 2004 e Alegre *et al.*, 2004), ERSAR (ERSAR E LNEC, 2010),

projectos CARE-W e CARE-S[4] (Saegrov, 2005 e Saegrov, 2006), e indicadores definidos em Alegre e Covas (2010) e em Almeida e Cardoso (2010). Os indicadores descritos (Quadro 3 e 4) pretendem constituir uma base de apoio para a selecção de indicadores que quantifiquem o desempenho, tendo em conta os critérios e objectivos previamente definidos.

Quadro 3. Indicadores de desempenho para planeamento estratégico em SAA

Indicador de desempenho	**Fonte**			**Aplicável aos critérios**
Indicadores ambientais	**ERSAR**	**CARE-W**	**IWA**	
Ineficiência na utilização de recursos hídricos *(%)*		WR1	WR1	L
Disponibilidade de recursos hídricos *(%)*		WR2	WR2	C, O
Disponibilidade de recursos hídricos rpóprios *(%)*			WR3	C, O
Água reutilizada no abastrecimento *(%)*			WR4	L, P
Cumprimento do licenciamento das captações *(%)*	AA16ab			O, P
Destino de lamas do tratamento *(%)*	AA18ab			N
Indicadores de recursos humanos	**ERSAR**	**CARE-W**	**IWA**	
Empregados por água produzida (nº./10^6 m^3/ano)			Pe2	K
Recursos humanos (nº./10^6 m^3/ano)	AA14a			K
Recursos humanos (nº./1000 ramais/ano)	AA14b			K
Custos de pessoal (%)			Fi7	K
Indicadores infra-estruturais	**ERSAR**	**CARE-W**	**IWA**	
Utilização das estações de tratamento (%)			Ph1	M, O, P
Capacidade de reserva de água bruta (%)			Ph2	D, M, O
Capacidade de reserva de água tratada (%)			Ph3	D, M, O
Consumo de energia normalizado (kWh/m^3/100 m)	AA17ab		Ph5	L
Consumo de energia reactiva (%)			Ph6	L
Consumo específico de energia (kWh/m^3)				L
Recuperação de energia (%)			Ph7	J,L
Grau de automação (%)			Ph14	D
Grau de controlo remoto (%)			Ph15	D
Adequação da capacidade de tratamento (%)	AA11ab			M, O, P
Índice de valor da infra-estrutura (-)				M
Índice de conhecimento infra-estrutural e de gestão patrimonial (-)	dAA45ab			D, M
Indicadores operacionais	**ERSAR**	**CARE-W**	***IWA***	
Reabilitação de condutas (Avaliação anual) (%/ano)		Op15	Op16	M
Reabilitação de condutas (Avaliação plurianual) (%/ano)	AA12ab			M
Avarias em condutas críticas (n.º/100 km/ano)		Op26e		C, D, M,O
Perdas reais por ramal (l/ramal/dia com o sistema em pressão)		Op24	Op27	L, O
Perdas reais por comprimento de condutas (l/km/dia com o sistema em pressão)			Op28	L, O
Índice infra-estrutural de fugas (-)		Op25	Op29	M, O
Avarias em grupos electrobomba (dias/grupo/ano)			Op30	O
Avarias em condutas (n.º/100 km/ano)	AA13ab	Op26	Op31	C, M
Falhas de abastecimento eléctrico (horas/estação elevatória/ano)		Op29	Op34	O
Análises realizadas (%)			Op40	P
Indicadores de qualidade de serviço	**ERSAR**	**CARE-W**	**IWA**	

[4] CARE-W (*Computer Aided Rehabilitation of Water Networks*) e CARE-S (*Computer Aided Rehabilitation of Sewer Networks*) – Projectos Europeus enquadrados no 5 Programa – Quadro da Comissão Europeia que tiveram como principal objectivo desenvolver um programa computacional de apoio à reabilitação em sistemas de abastecimento de água e de drenagem urbana.

Quadro 3. (cont.) Indicadores de desempenho para planeamento estratégico em SAA

Alojamentos servidos (%)			QS1	E
Edifícios servidos (%)			QS2	E
População servida (%)			QS3	E
Adequação da pressão de serviço (%)		QS9	QS10	C, O, P
Adequação da pressão de serviço em situação de incêndio (%)				D, O
Adequação do abastecimento na adução (%)			QS11	C, D, O
Continuidade no abastecimento (%)			QS12	C, D, O, P
Interrupções de fornecimento (%)		QS11	QS13	C, D, P
Interrupções por ramal (n.º/1000 ramais/ano)		QS12	QS14	C, O, P
Interrupções críticas por ramal/ligação (n.º/1000 ligações)		QS12a		C, O, P
Falhas no abastecimento (n.º/ponto de entrega/ano)	AA03a			C, O, P
Falhas no abastecimento (n.º/1000 ramais/ano)	AA03b			C, O, P
Indicador de desempenho		**Fonte**		**Aplicável aos critérios**
Interrupções por ponto de entrega (n.º/ponto de entrega/ano)			QS15	C, O
População sujeita a restrições ao uso da água (%)		QS13	QS16	C, O
Dias com restrições ao uso da água (%)		QS14	QS17	C, O
Qualidade da água fornecida (%)		QS15	QS18	D, P
Qualidade da água (%)	AA04ab			D, P
Grau de cumprimento dos requisitos de qualidade (%)				D, P
Reclamações de serviço por ramal (n.º reclamações/1000 ramais/ano)		QS22	QS26	G
Reclamações de serviço por cliente (n.º reclamações/cliente/ano)			QS27	G
Reclamações sobre a continuidade do serviço (%)		QS24	QS29	C, O
Reclamações sobre a qualidade da água (%)		QS25	QS30	P
Reclamações sobre a interrupções (%)		QS26	QS31	C
Reclamações sobre a interrupções críticas (%)		QS26a		C
Acessibilidade física do serviço (%)	AA01a			E, P
Alojamentos servidos (%)	AA01b			E, P
Défice de adesão do serviço (%)	AA08a			E, J
Défice de adesão do serviço (%)	AA08b			E, J
Indicadores financeiros	**ERSAR**	**CARE-W**	**IWA**	
Acessibilidade económica do serviço (%)	AA02ab			J
Gastos operacionais unitários (€/m³)	AA06a			J
Gastos operacionais unitários (€/m³)	AA06b			J
Custos de pessoal (%)			Fi7	K
Rácio de cobertura dos custos (-)			Fi30	J
Cobertura dos gastos operacionais (-)	AA07ab			J
Rácio de cobertura dos dados correntes (-)			Fi31	J
Rácio de solvabilidade (-)			Fi40	J
Água não facturada em termos de volume (%)	AA09ab			J
Utilização da energia em horas de ponta (-)	AA10ab			J, L
Energia em excesso por volume de água facturada (kWh/m³ de água facturada)				L

Quadro 4. Indicadores de desempenho para o planeamento estratégico em SARP

Indicador de desempenho		**Fonte**		**Aplicável aos critérios**
Indicadores ambientais	**ERSAR**	**CARE-S**	**IWA**	
Cumprimento de normas de descarga em ETAR *(%)*			wEn1	A, B, D, I, N
Reutilização de águas residuais *(%)*			wEn2	L, N
Cumprimento dos parâmetros de descarga *(%)*	AR17ab			A, B, D, I, N
Frequência de descargas de tempestade *(n.º/ descarregador de tempestade)*			wEn3	A
Volume de descargas de tempestade *(m3/ descarregador de tempestade)*			wEn4	A
Descargas intermitentes originadas por precipitação *(%)*			wEn5	A

Quadro 4. (cont.) Indicadores de desempenho para o planeamento estratégico em SARP

Valorização de lamas de ETAR *(%)*			wEn7	N
Descargas satisfatórias de águas residuais *(%)*	AR15ab			A, D, H, N
Destino final de lamas de ETAR (%.)			wEn8	I, N
Destino de lamas do tratamento (ton/ e.p.)	AR18ab			I, N
Indicadores de recursos humanos	**ERSAR**	**CARE-S**	**IWA**	
Pessoal afecto ào tratamento, por equivalente de população (n.º/ 10000e.p.)			wPe1	K
Pessoal afecto à rede de drenagem por comprimento de colector (n.º/100 km colector)			wPe2	K
Pessoal com vacinação actualizada relativa a doenças potenciadas pelo contacto com águas residuais (%)			wPe18	F
Pessoal com formação reconhecida para trabalhar em espaços confinados (%)			wPe19	F
Indicador de desempenho		**Fonte**		**Aplicável aos critérios**
Acidentes de trabalho (nº./100 empregados/ano)			wPe20	F
Acidentes de trabalho fatais (nº./100 empregados/ano)			wPe21	F
Absentismo por acidente de trabalho ou doença (nº./100 empregados/ano)			wPe23	F
Recursos humanos (nº./10^6 m^3/ano)	AR12a			K
Recursos humanos (nº./100 km/ano)	AR12b			K
Indicadores infra-estruturais	**ERSAR**	**CARE-S**	**IWA**	
Entrada em carga significativa de colectores (%)			wPh7	M
Potência de bombagem utilizada na ETAR (%)			wPh10	D, M
Grau de automação do sistema (%)			wPh11	D
Grau de controlo remoto do sistema (%)			wPh12	D
Adequação da capacidade de tratamento (%)	AR08ab			B, I, M
Colectores críticos (%/ano)				B, C, D, M,
Índice de conhecimento infra-estrutural e de gestão patrimonial (-)	dAR49ab			D, M
Indicadores operacionais	**ERSAR**	**CARE-S**	***IWA***	
Inspecção de colectores (%/ano)			wOp1	D, M
Limpeza de colectores (%/ano)			wOp2	C
Frequência de inspecção de instalações elevatórias (-/ano)			wOp10	D
Inspecção de equipamentos de energia (-/ano)			wOp15	D
Consumo de energia em instalações de tratamento (kWh/e.p./ano)			wOp18	L
Recuperação de energia a partir de processos de cogeração (%)			wOp19	L
Consumo de energia normalizado (kWh/m^3/ano)			wOp20	L
Redes de drenagem sem tratamento (%)	AR14b			B, D, E, H, I, N
Reabilitação de colectores (%/ano)		sOp2	wOp21	D, M
Reabilitação de colectores (%/ano)	AR10ab			D, M
Ligações indevidas/infiltração/exfiltração (%)		sOp7	wOp30	N
Obstruções em colectores (nº./100km/ano)			wOp34	C
Obstruções em estações elevatórias (nº./estação elevatória/ano)			wOp36	C
Ocorrência de inundações (nº./100km/ano)	AR03a			B, D, G, H, M
Ocorrência de inundações (nº./100ramais/ano)	AR03b			B, D, G, H, M
Inundações provinientes de redes unitárias de águas residuais (nº./100km/ano)			wOp38	B, D, G, H, M
Colapsos estruturais (nº./100km/ano)	AR11b	sOp19	wOp40	B, C, D, H
Falhas de bombagem (h/bomba/ano)			wOp41	C, D
Falhas no fornecimento de energia (h/estação elevatória/ano)			wOp42	C
Descarregadores com regulação (%)			wOp43	A, N
Análises realizadas (%)	AR16ab		wOp44	N
Eficiência energética de instalações elevatórias (kWh/m^3/100 m)	AR13ab			L

Quadro 4. (cont.) Indicadores de desempenho para o planeamento estratégico em SARP

Detector de gases (nº./empregado)			wOp55	F
Indicadores de qualidade de serviço	**ERSAR**	**CARE-S**	**IWA**	
População residente com ligação ao sistema de drenagem (%)			wQS1	E
População residente servida por ETAR (%)			wQS2	E, I, N
População residente servida por sistemas de tratamento local (%)			wQS3	E, N
População residente servida não servida (%)			wQS4	E
Acessibilidade física do serviço (%)	AR01a			E, G, I
Acessibilidade física do serviço (%)	AR01b			E, G, I
Volume de águas residuais tratadas em ETAR (%)			wQS5	D, E, N
Interrupções do serviço de drenagem (%)		sQS4	wQS15	C, D
Eficiência na reparação de ramais existentes (d)			wQS17	H
Reclamações de serviço (nº./1000 habitantes/ano)			wQS19	G, H
Indicador de desempenho		**Fonte**		**Aplicável aos critérios**
Responsabilidade sobre danos causados a terceiros (%)			wQS28	B, D, H
Perturbações no tráfego (km/interrupção de tráfego)			wQS29	H
Défice de adesão ao sistema de drenagem (%)	AR07a			C, E, J
Défice de adesão ao sistema de drenagem (%)	AR07b			C, E, J
Indicadores financeiros	**ERSAR**	**CARE-S**	**IWA**	
Acessibilidade económica do serviço (%)	AR02ab			G, J
Gastos operacionais unitários (€/m³)	AR05a			J
Gastos operacionais unitários (€/m³)	AR05b			J
Custos de pessoal (%)			wFi11	K
Rácio de cobertura dos custos (-)			wFi30	J
Cobertura dos gastos operacionais (-)	AR06ab			J
Rácio de cobertura dos dados correntes (-)			wFi31	J
Rácio de solvabilidade (-)			wFi40	J

4.4. Avaliação do desempenho no *software* AWARE-P

O *software* AWARE-P considera duas ferramentas relativas à avaliação do desempenho. Uma baseada em indicadores de desempenho, o PI_tool, e a outra em índices de desempenho (Coelho, 1997; Cardoso, 2007), o PX_tool, esta com aplicabilidade principalmente ao nível táctico.

O presente artigo insere-se no âmbito do PI_tool, ferramenta desenvolvida com base no trabalho descrito em 4.1, 4.2. e 4.3, e tem como principal objectivo apoiar a aplicação da avaliação de desempenho com base no cálculo de indicadores de desempenho. Pretende ainda orientar o utilizador fornecendo uma proposta de objectivos, critérios e indicadores de desempenho com vista à GPI para cada um dos três níveis de planeamento. Contudo, o utilizador pode sempre acrescentar novos objectivos, critérios e até indicadores de desempenho que considere relevantes para o seu caso.

5. APLICAÇÃO A CASOS DE ESTUDO

5.1. Considerações gerais

Ao longo do projecto a metodologia de avaliação do desempenho que se propõe foi aplicada em vários casos de estudo. Apresentam-se no presente artigo duas aplicações de entidades gestoras, participantes no projecto, com diferentes características.

A Veolia Água, empresa privada filial em Portugal da Veolia Water, é uma das entidades participantes no projecto com o caso de estudo respeitante à concessão de Mafra. Nesta concessão a empresa é responsável pela exploração, gestão e distribuição de água para consumo público, assim como a recolha, o tratamento e a rejeição de águas residuais.

Os SMAS de Oeiras e Amadora são uma entidade pública responsável pelo abastecimento de água, drenagem de águas residuais, construção, ampliação e manutenção das redes de abastecimento de água e de águas residuais dos municípios de Oeiras e Amadora, na região da grande Lisboa.

5.2. Veolia Água

5.2.1. Definição de objectivos, critérios e medidas de desempenho

Os objectivos estratégicos e os correspondentes critérios de avaliação definidos para os serviços de abastecimento de água e gestão de águas residuais tiveram como base as propostas apresentadas nos Quadros 1 e 2. As medidas de desempenho consideradas baseiam-se essencialmente nos indicadores da ERSAR (2.ª Geração) e alguns indicadores de desempenho definidos internamente pela Veolia Água. Nos Quadros 5 e 6 apresenta-se o sistema de avaliação (objectivos, critérios e indicadores) definido pela Veolia Água para aplicar aos serviços de abastecimento de água e gestão de águas residuais, respectivamente.

Quadro 5. Objectivos, critérios e medidas de desempenho para SAA - planeamento estratégico

Objectivos	Critérios de avaliação	Medidas de desempenho
Protecção da saúde pública (1)	· Avaliação do cumprimento das normas em matéria de saúde pública e de qualidade da água para consumo humano **(A)**	· Qualidade da água **AA04ab**
Satisfação das necessidades e expectativas dos utilizadores do serviço (2)	· Ocorrência de falhas de abastecimento (continuidade e interrupções de serviço) · Avaliação da satisfação do cliente	· Falhas no abastecimento **AA03b** · Índice de satisfação do cliente (SGQ) e/ou Parâmetro (Veolia)
Fornecimento do serviço em condições normais e de emergência (3)	· Adequação da quantidade de água **(O)**	· (Qmd mês maior consumo / capacidade de reserva) **(Veolia)**
Sustentabilidade da entidade gestora (4)	· Sustentabilidade económico-financeira da entidade gestora **(J)**	· Gastos operacionais unitários **AA06** · Cobertura dos gastos operacionais **AA07**
Promover o desenvolvimento sustentável da comunidade (5)	· Sustentabilidade infraestrutural **(M)**	· Reabilitação de condutas **AA12ab** · Avarias em condutas **AA13ab**
Protecção do meio ambiente (6)	· Eficiência no uso da água	· Água não facturada **AA09ab** · Perdas reais de água **AA15a, AA15b**

Quadro 6. Objectivos, critérios e medidas de desempenho para SARP - planeamento estratégico

Objectivos	Critérios de avaliação	Medidas de desempenho
Protecção da saúde pública e segurança públicas (1)	· Acessibilidade física do serviço **(Veolia)**	· Acessibilidade física do serviço **AR01b** · Redes de drenagem sem tratamento **AR14b**
Satisfação das necessidades e expectativas dos utilizadores do serviço (3)	· Avaliação da satisfação do cliente **(Veolia)**	· Índice de satisfação do cliente (SGQ) e/ou Barómetro **(Veolia)**
Fornecimento do serviço em condições normais e de emergência (4)	· Sustentabilidade infra-estrutural **(M)** · Falhas em grupos electrobomba **(Veolia)**	· Colapsos estruturais em colectores **AR11ab** · Falhas em grupos electrobomba **AR09ab**
Sustentabilidade da entidade gestora (5)	· Défice de adesão ao serviço de drenagem **(Veolia)** · Cobertura de gastos operacionais **(Veolia)**	· Défice de adesão ao sistema de drenagem A**R07b** · Gastos operacionais unitários **AR05** · Cobertura dos gastos operacionais **AR06**
Protecção do meio ambiente (7)	· Cumprimento dos parâmetros de descarga **(Veolia)**	· Cumprimento dos parâmetros de descarga **AR17ab** · Descargas satisfatórias de águas residuais **AR15ab**
Promover o desenvolvimento sustentável da comunidade (6)	· Reabilitação de colectores **(Veolia)** · Acessibilidade física do serviço **(Veolia)**	· Reabilitação de colectores **AR10ab** · Acessibilidade física do serviço **AR01b**

5.2.2. Avaliação e discussão dos resultados obtidos

No Quadro 7 apresentam-se os resultados da avaliação do desempenho para o caso de estudo da Veolia. Dos indicadores seleccionados pela Veolia existem alguns cujo cálculo não se justifica ao nível das sub-unidades de negócio, como os indicadores financeiros.

Relativamente ao SAA, como se pode observar no Quadro 7, comparando os resultados obtidos com as metas definidas pela ERSAR para os respectivos indicadores, a maioria dos indicadores de desempenho encontram-se dentro de valores aceitáveis. Analisando os resultados relativos ao SARP pode concluir-se que, relativamente à percentagem de redes sem tratamento, é necessário investir em soluções de tratamento, para atingir a meta estabelecida. No que diz respeito à acessibilidade física do serviço esta avaliação evidencia a necessidade de investir na expansão da rede para cumprir a meta estabelecida. Relativamente à condição da rede, verifica-se a ocorrência de colapsos em colectores, sintoma de que a rede necessita de investimento em reabilitação para assegurar a sustentabilidade infra-estrutural.

Quadro 7. Resultados da avaliação do desempenho para SAA e SARP

	Indicadores de desempenho	Unidades	Metas	Resultados
SAA	Qualidade da água	*(%)*	99 - 100	99
	Qmd mês maior consumo / capacidade de reserva	*(dia)*	-	0,90
	Reabilitação de condutas	*(%/ano)*	1 - 4	1.31
	Avarias em condutas	*(n.º/(100km.ano))*	0 - 30	35
	Água não facturada	*(%)*	0 - 20	23.47
	Perdas reais de água	*(m^3/(km.dia))*	0 - 100	7.4
SARP	Acessibilidade física do serviço	*(%)*	90 - 100	80
	Redes de drenagem sem tratamento	*(%)*	0	35
	Colapsos estruturais em colectores	*(n.º/(100km.ano))*	0	2.06
	Défice de adesão ao sistema de drenagem	*(%)*	0 - 1	5.5
	Acessibilidade física do serviço	*(%)*	90 - 100	80

Não foi possível calcular alguns indicadores de desempenho por falta de dados disponíveis. Este aspecto pode constituir uma oportunidade para a Veolia identificar lacunas de dados e investir na sua recolha e organização.

Deve salientar-se que, no caso da Veolia, existem restrições contratuais e dependências de terceiros que condicionam a sua actividade e a gestão dos sistemas, com reflexos no seu desempenho. Os indicadores de desempenho têm potencial para constituir um instrumento

de apoio ao diálogo, comunicação e negociação entre as várias partes envolvidas na gestão dos sistemas.

5.3. SMAS Oeiras e Amadora

5.3.1. Definição de objectivos, critérios e medidas de desempenho

Os objectivos estratégicos e os correspondentes critérios de avaliação definidos para os serviços de abastecimento de água e gestão de águas residuais, tiveram igualmente como base as propostas apresentadas nos Quadros 1 e 2, e as medidas de desempenho consideradas baseiam-se essencialmente nos indicadores da ERSAR (2.ª Geração). Nos Quadros 8 e 9 apresentam-se os objectivos, critérios e medidas de desempenho definidos pelos SMAS Oeiras e Amadora para aplicar aos serviços de abastecimento de água e gestão de águas residuais, respectivamente.

Quadro 8. Objectivos, critérios e medidas de desempenho para SAA - planeamento estratégico

Objectivos	Critérios de avaliação	Medidas de desempenho
Defesa dos interesses dos utilizadores e protecção da saúde pública	· Acessibilidade do serviço aos utilizadores	· Acessibilidade física do serviço **AA01b** · Acessibilidade económica do serviço **AA02ab**
	· Qualidade do serviço prestado	· Falhas no abastecimento **AA03b** · Qualidade da água **AA04ab** · Resposta a reclamações e sugestões **AA05ab**
Sustentabilidade da prestação do serviço	· Sustentabilidade económica **(J)**	· Gastos operacionais unitários **AA06b** · Cobertura dos gastos operacionais **AA07ab** · Défice de adesão ao serviço **AA08a** · Água não facturada **AA09ab** · Utilização da energia em horas de ponta **AA10ab** · Falhas no abastecimento **AA03b**
	· Sustentabilidade infra-estrutural **(M)**	· Adequação da capacidade de tratamento **AA11ab** · Reabilitação de condutas **AA12ab** · Avarias em condutas **AA13ab**
	· Produtividade física dos recursos humanos	· Recursos humanos **AA14b**
	· Certificação	·
Sustentabilidade ambiental	· Eficiência na utilização de recursos ambientais **(L)**	· Perdas reais de água **AA15b** · Cumprimento do licenciamento das captações **AA16b** · Eficiência de instalações elevatórias **AA17ab**
	· Eficiência na prevenção da poluição	· Destino de lamas do tratamento **AA18ab**
	· Aprofundar a responsabilidade social	·
Alteração da forma jurídica	·	·

Quadro 9. Objectivos, critérios e medidas de desempenho para SARP - planeamento estratégico

Objectivos	Critérios de avaliação	Medidas de desempenho
Defesa dos interesses dos utilizadores e protecção da saúde pública	· Acessibilidade do serviço aos utilizadores	· Acessibilidade física do serviço **AR01b** · Acessibilidade económica do serviço **AR02ab**
	· Qualidade do serviço prestado	· Ocorrência de inundações **AR03b** · Resposta a reclamações e sugestões **AR04ab**
Sustentabilidade da entidade gestora (5)	· Sustentabilidade económica **(J)**	· Gastos operacionais unitários **AR05b** · Cobertura dos gastos operacionais **AR06ab** · Défice de adesão ao serviço **AR07b**
	· Sustentabilidade infra-estrutural **(M)**	· Adequação da capacidade de tratamento **AR08ab** · Falhas em grupos electrobomba **AR09ab** · Reabilitação de colectores **AR10ab**
	· Produtividade física dos recursos humanos	· Recursos humanos **AR12b**
	· Certificação	·
Sustentabilidade ambiental	· Eficiência na utilização de recursos ambientais **(L)**	· Eficiência energética de instalações elevatórias **AR13ab**
	· Eficiência na prevenção da poluição	· Redes de drenagem sem tratamento **AR14b** · Controlo de descargas de emergência **AR15ab** · Análises a águas residuais **AR16ab** · Cumprimento dos parâmetros de descarga **AR17ab** · Destino de lamas do tratamento **AR18ab**
	· Aprofundamento da responsabilidade social	·
Alteração da forma jurídica	·	·

5.3.2. Avaliação e discussão dos resultados obtidos

No Quadro 10 apresentam-se os resultados da avaliação do desempenho para o caso de estudo dos SMAS de Oeiras e Amadora.

Analisando os resultados da avaliação dos serviços de abastecimento de água e gestão de águas residuais observa-se que existem alguns indicadores que não foram possíveis calcular devido à falta de informação disponível. Tal qual como anteriormente, pode ser considerada uma oportunidade para identificar lacunas de dados e investir na recolha e organização dos mesmos dados. A não identificação de algumas metas prende-se com o facto de carecerem de aprovação pelo Conselho de Administração dos SMAS de Oeiras e Amadora.

Da avaliação realizada pode concluir-se que é importante o investimento em substituição de redes, de forma a reduzir o número de falhas e avarias e consequente perda de água. No sistema de águas residuais a finalidade é a redução de ligações indevidas para minimizar o número de inundações e optimizar o caudal de efluente entregue para tratamento.

Quadro 10. Resultados da avaliação do desempenho para SAA e SARP

	Indicadores de desempenho	Unidades	Metas	Resultados
SAA	Qualidade da água fornecida	*(%)*	99,5	99
	Falhas no abastecimento	*(n.º/(1000 ramais.ano))*	0,01	0,01
	Défice de adesão ao serviço	*(%)*	0	0
	Água não facturada	*(%)*	15	16
	Utilização da energia em horas de ponta	*(%)*	NA	NA
	Adequação da capacidade de tratamento	*(%)*	NA	NA
	Reabilitação de condutas	*(%/ano)*	4	6,85
	Avarias em condutas	*(n.º/(100 km.ano))*	60	103 *
	Eficiência energética de instalações elevatórias	*(kWh/(m^3.100m))*	NA	NA
SARP	Ocorrência de inundações	*(n.º/(1000 ramais.ano))*	0,2	0,23
	Défice de adesão ao sistema de drenagem	*(%)*	0	0
	Adequação da capacidade de tratamento	*(%)*	NA	NA
	Falhas em grupos electrobomba	*(h/(grupo electrobomba.ano))*	NA	NA
	Reabilitação de colectores	*(%/ano)*	4	5,76
	Eficiência energética de instalações elevatórias	*(kWh/(m^3.100m))*	NA	NA
	Redes de drenagem sem tratamento	*(%)*	0	0
	Descargas satisfatórias de águas residuais	*(%)*	NA	NA

* Valor calculado para todas as falhas, mesmo com valor inferior a 6 horas

6. CONCLUSÕES

A avaliação de desempenho tem vindo a ganhar importância para os gestores dos serviços de abastecimento de água e de gestão de águas residuais. Muitos sistemas encontram-se envelhecidos. Consequentemente, tem vindo a ser crescente a necessidade de saber onde, como e quando actuar para garantir a qualidade do serviço prestado e preservar a sustentabilidade do serviço e da própria entidade gestora.

A metodologia descrita no presente artigo, desenvolvida no âmbito do projecto AWARE-P, pretende constituir um mecanismo para apoiar na implementação de um esquema de avaliação do desempenho dos serviços urbanos de água. Seguindo esta metodologia e tendo como horizonte de acção os três níveis de planeamento, estratégico, táctico e operacional, o gestor adquire uma visão global e um melhor controlo do desempenho prestado pela sua organização. A avaliação do desempenho dos sistemas urbanos de água pode igualmente servir de base na tomada de decisões relativas a investimentos ou a programas de gestão (e.g. divisão do sistema em ZMC – zonas de medição e controlo, divisão do sistema em sub-bacias).

O *software* em desenvolvimento no projecto inclui uma ferramenta de apoio à avaliação do desempenho baseada no cálculo de indicadores de desempenho, o PI_tool. O quadro de avaliação do desempenho que se propõe ao nível do planeamento estratégico pretende servir de referência e apoio a implementações desta abordagem, facilitando a sua aplicação.

Os casos de estudo apresentados pretendem ilustrar a utilidade e a aplicabilidade desta abordagem na melhoria da gestão dos sistemas, permitindo identificar quais as potencialidades e fragilidades dos sistemas face aos objectivos definidos pela entidade gestora. Mesmo não sendo possível calcular todas as medidas de desempenho seleccionadas para caracterizar os diversos níveis de planeamento é ainda possível

identificar oportunidades de melhoria, contribuindo consequentemente para a evolução dos serviços prestados.

7. AGRADECIMENTOS

O trabalho descrito na presente comunicação insere-se no âmbito do projecto AWARE-P (*Advanced Water Asset Rehabilitation, Portugal*), financiado pelos EEA Grants, pela ERSAR e pelas entidades participantes do projecto, como utilizadores finais: AdP Serviços S.A., AGS S.A., SMAS Oeiras e Amadora e a Veolia Água de Mafra. Agradece-se a disponibilidade da Veolia Água e dos SMAS de Oeiras e Amadora pela colaboração com o projecto e pela autorização da apresentação do seu caso de estudo.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alegre, H. (2007). Gestão Patrimonial de Infra-Estruturas de Abastecimento de Água e de Drenagem e Tratamento de Águas Residuais. Colecção "Teses e Programas de Investigação LNEC", LNEC, Lisboa, ISBN 9789724921341.

Alegre, H., Almeida, M.C., Covas, D., Cardoso, M.A., Coelho, S.T. (2010). Gestão patrimonial de infra-estruturas urbanas de água. Uma metodologia estruturada. 14º ENASB, 26-29 Outubro, Porto

Alegre, H., Covas, D. (2010). Gestão Patrimonial de Infra-Estruturas de Abastecimento de Água. Uma abordagem centrada na reabilitação. ERSAR/LNEC (em publicação).

Almeida, M.C., Cardoso, M.A. (2010). Gestão Patrimonial de Infra-Estruturas de Águas Residuais e Pluviais. Uma abordagem centrada na reabilitação. ISBN: 978-989-8360-01-4, ERSAR/LNEC (em publicação).

Cabrera, E., Pardo, M.A., (2008). Performance Assessment of Urban Water Infrastructure Services – Drinking water, wastewater and solid waste, IWA Publishing, ISBN: 1843391910

Cardoso, M.A. (2007). Avaliação do Desempenho de Sistemas de Drenagem Urbana. Tese de Doutoramento em Hidráulica e Recursos Hídricos, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal.

Coelho, S. T. (1997). *Performance in Water Distribution – A Systems Approach*. Research Studies Press Ltd, Inglaterra e John Wiley & Sons Inc., Nova York, E.U.A., ISBN 0-86380-219-2.

ERSAR e LNEC (2010) Sistema de Avaliação da Qualidade dos Serviços de Águas e Resíduos prestados aos utilizadores – 2ª Geração do sistema de indicadores de qualidade de serviço. Série de Guias Técnicos – IRAR, LNEC, Portugal (Em publicação).

IIMM (2002). International Infrastructure management manual, version 2.0 Association of Local Government Engineering NZ Inc (INGENIUM), ISBN 0-473-09137-2, (http://www.epwea.org.au/upoload/IMM_02_samples.pdf, Março 2007).

ISO (2007a). ISO 24510:2007(E) Activities relating to drinking water and wastewater services - Guidelines for the assessment and for the improvement of the service to users.

ISO (2007b). ISO 24511:2007(E) Activities relating to drinking water and wastewater services - Guidelines for the management of wastewater utilities and for the assessment of wastewater services.

ISO (2007c). ISO 24512:2007(E) Activities relating to drinking water and wastewater services - Guidelines for the management of drinking water utilities and for the assessment of drinking water services.

Sægrov, S. (ed.), (2005). CARE-W – Computer Aided Rehabilitation of Water Networks, IWA Publishing, Reino Unido, ISBN 97843309916.

Sægrov, S. (ed.), (2006). CARE-S - Computer Aided Rehabilitation of Sewer and Storm Water Networks, IWA Publishing, ISBN: 1843391155.

Sjøvold, F., Conroy, P., Algaard, E., (eds.) (2008). COST C18 - Performance assessment of urban infrastructure services: The case of water supply, wastewater and solid waste. COST Office. Acção COST C18, Scientific and Technical Research, COST Urban Civil Engineering.

AVALIAÇÃO MULTICRITÉRIO DE ALTERNATIVAS DE REABILITAÇÃO EM SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA

APLICAÇÃO A UM CASO DE ESTUDO

José SOUSA[1]; Maria Adriana CARDOSO[2]

RESUMO

Os sistemas de drenagem urbana prestam um serviço essencial à saúde e bem-estar das populações e à preservação do ambiente, constituindo uma parcela de grande valor do património construído, a proteger e manter, correspondente a vultuosos investimentos já realizados e a realizar no futuro.

Estes sistemas devem cumprir diversos objectivos: protecção da saúde e segurança públicas, garantia das condições de saúde e segurança dos trabalhadores, protecção ambiental e desenvolvimento sustentável. Na avaliação de alternativas de reabilitação deve, assim, ter-se em conta a necessidade de considerar diferentes critérios que traduzem os objectivos mencionados.

No presente artigo apresenta-se a aplicação, ao sistema da Quinta do Borel na Amadora, de uma metodologia multicritério de apoio à decisão de alternativas de reabilitação. O modelo de decisão foi construído com o contributo dos técnicos dos SMAS de Oeiras e Amadora, seguindo uma abordagem construtiva, que permite construir o modelo de racionalidade utilizando respostas a perguntas que denotam níveis de preferência.

O contexto específico de cada sistema, associado aos constrangimentos económicos, ao aumento das exigências de funcionamento e complexidade da sua gestão, faz com que as ferramentas de apoio à decisão venham a ser cada vez mais importantes e necessárias para as entidades gestoras destes sistemas.

PALAVRAS-CHAVE: alternativas, multicritério, reabilitação, sistemas drenagem urbana

[1] Mestrando, Instituto Superior Técnico (IST), Tagus Park, Av. Cavaco Silva 2780-990 Porto Salvo
[2] Investigadora Auxiliar, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Avenida do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa

1. INTRODUÇÃO

Os sistemas de drenagem urbana prestam um serviço fundamental para a saúde e o bem-estar das populações, para a preservação do ambiente e constituem uma parcela do património construído de grande valor, a proteger e manter, correspondente a vultuosos investimentos realizados no passado e a realizar no futuro. Desta forma, a sua gestão requer uma utilização racional dos recursos, o que implica o estabelecimento correcto quer das prioridades quer das soluções de intervenção nos sistemas, ou seja, que se actue onde, quando e como for mais adequado, tendo em vista o desempenho global dos sistemas, numa óptica de desenvolvimento sustentado.

A gestão adequada dos sistemas de drenagem urbana é de grande importância, tendo em conta não apenas os recursos dispendidos na sua operação, manutenção e construção, mas também custos directos e indirectos que geralmente resultam de uma gestão ineficiente dos sistemas.

O crescimento populacional esperado nas zonas urbanas, e o aumento da incerteza relacionada com os fenómenos climáticos, entre outros, exigirá uma adaptação do sistema de gestão e, certamente, o uso de todos os tipos de instrumentos científicos e tecnológicos disponíveis. A situação em Portugal caracteriza-se pela rápida urbanização e concentração populacional na zona costeira do país, muitas vezes de forma não planeada. Estes factos reforçam a necessidade de respostas adequadas por parte dos sistemas já existentes. Adicionalmente, o aumento dos níveis de impermeabilização do solo implica maiores solicitações aos sistemas e condições de operação mais exigentes. Este conjunto de circunstâncias exigirá grandes investimentos por parte das autoridades competentes para garantir o bom desempenho dos sistemas.

Os sistemas de drenagem urbana têm vindo a ser objecto de vultuosos investimentos. Em Portugal, o *Plano Estratégico de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais* (PEAASAR) 2007-2013 prevê investimentos de cerca de 1,2 mil milhões de euros em sistemas de drenagem urbana neste período (MAOT, 2007). Por outro lado, a aplicação desde 2004 do sistema de avaliação da qualidade dos serviços de águas da ERSAR (Alegre *et al.*, 2009; ERSAR 2009), a algumas entidades gestoras destes serviços, tem permitido identificar necessidades de reabilitação na maioria dos sistemas avaliados.

A reabilitação dos sistemas de drenagem urbana inclui qualquer intervenção física para prolongar a vida de um sistema existente ou melhorar o seu desempenho (CEN, 2008). Existem várias metodologias, modelos e ferramentas computacionais de apoio à reabilitação de sistemas de drenagem urbana. No entanto, as abordagens existentes não têm sido suficientemente abrangentes. O trabalho apresentado em Cardoso (2008) desenvolve uma metodologia de avaliação do desempenho técnico dos sistemas de drenagem urbana que considera diferentes pontos de vista na avaliação, com base num quadro de referência de indicadores de desempenho.

Os sistemas de drenagem urbana devem cumprir diversos objectivos, tais como a protecção da saúde e segurança públicas, a garantia das condições de saúde e segurança dos trabalhadores, a protecção ambiental e o desenvolvimento sustentável (CEN, 2008). Na avaliação de alternativas de reabilitação deve, assim, ter-se em conta a necessidade de se

considerarem diferentes critérios que traduzem os objectivos acima mencionados. Para tal, é essencial recorrer-se a metodologias multicritério de apoio à decisão, podendo o problema ser a escolha da melhor alternativa, a ordenação de alternativas ou a classificação de um conjunto de alternativas, segundo categorias pré-definidas e ordenadas, com base em múltiplos critérios (Figueira *et al.*, 2005).

No presente artigo apresenta-se a aplicação de uma metodologia multicritério de apoio à decisão para o problema de selecção de alternativas de reabilitação em sistemas de drenagem urbana. Esta metodologia foi aplicada ao sistema separativo da Quinta do Borel, gerido pelos Serviços Municipalizados de Água e Saneamento (SMAS) de Oeiras e Amadora.

2. METODOLOGIA DE APOIO À DECISÃO MULTICRITÉRIO

A tomada de decisões é inerente à existência de uma organização. Uma decisão é uma situação ou problema, para o qual um cliente precisa de uma solução, aconselhando-se para isso junto de um analista. O cliente espera, assim, justificar essa decisão.

A decisão muito raramente é realizada por uma única pessoa, mesmo que a responsabilidade final dessa decisão lhe possa ser imputada, sendo influenciada por um conjunto de entidades mais ou menos definidas. Este grupo, juntamente com o cliente, designa-se por actores. Os actores têm um interesse no processo de decisão e também o poder de afectar essa mesma decisão. Um outro grupo é o dos terceiros que são afectados pela decisão mas que não interferem no processo, apesar de serem considerados na tomada de decisão. Subjacente a uma decisão há, em geral, uma dinâmica de conflito que se gera entre os actores interessados. A esta dinâmica de conflito é dado o nome de processo de decisão (Roy, 1996).

Uma das metodologias multicritério existentes, para apoio à decisão, é a proposta por Bouyssou *et al*. (2006). Esta metodologia postula que a representação de um problema de apoio à decisão deve ser baseada na definição da situação de decisão, de acordo com o contexto do problema. Esta definição tem em conta os actores do processo, que podem ou não estar directamente envolvidos na decisão final, os objectos, ou seja a definição dos interesses de cada um dos actores no problema em causa, e os recursos que cada actor pretende atribuir a cada um dos seus objectos. A estrutura de um problema de decisão, segundo Bouyssou *et al.* (2006), é representada pelo diagrama de blocos da Figura 1.

Após a definição da situação de decisão existe a possibilidade de se criarem diversas formulações do problema em causa. Para isso, nesta fase da metodologia, procede-se à formulação ou modelação da interacção entre os envolvidos e inicia-se a estruturação do problema. Seguidamente, a construção do modelo de avaliação deve considerar os seguintes aspectos: o conjunto de alternativas que realmente vai ser avaliado, as dimensões do problema, a família coerente de critérios de avaliação e, finalmente, a incerteza em torno do modelo e do operador de agregação que serão utilizados.

O modelo aditivo de agregação ordena as alternativas em termos da sua atractividade e permite avaliar as diferenças relativas de atractividade (Bana e Costa *et al.*, 2005). O operador de agregação M-Macbeth é um *software* de agregação que avalia opções, comparando-as qualitativamente em termos de suas diferenças de atractividade em vários

critérios. A diferença essencial entre este *software* e outros é que o M-Macbeth considera julgamentos qualitativos para definir a diferença de atractividade entre os elementos do modelo, gerar resultados das alternativas nos critérios e pesar os critérios.

Na recomendação final os resultados são apresentados, devendo ser realizada uma análise de sensibilidade, permitindo ao cliente finalmente legitimar essas recomendações.

A análise de sensibilidade permite conhecer como varia a solução proposta, de acordo com variações dos parâmetros do modelo ou pesos, e qual é o intervalo de valores desses parâmetros para os quais a solução recomendada se mantém.

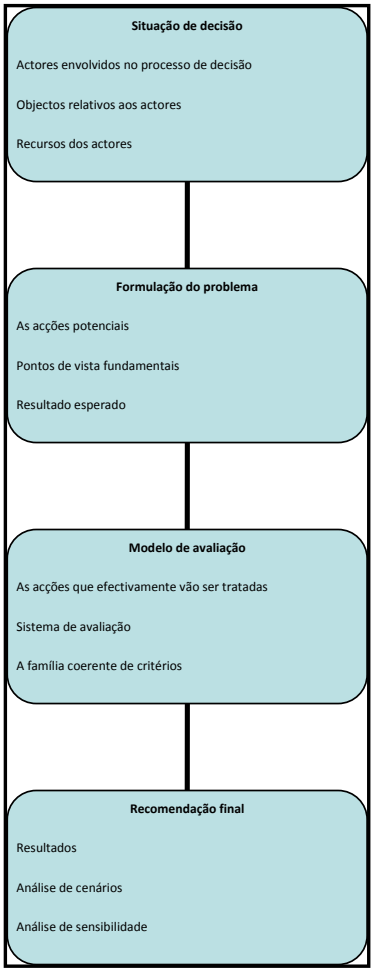


Figura 1. Estruturação de um modelo de apoio à decisão (Bouyssou *et al.*, 2006).

3. ANÁLISE DA SITUAÇÃO E CONTEXTO

O estudo que se apresenta foi desenvolvido na bacia de drenagem urbana da Quinta do Borel, no concelho da Amadora, com uma área de aproximadamente 8,6 ha (Figura 2). A Quinta do Borel é uma zona essencialmente residencial urbana, com algum comércio, uma pequena zona industrial e uma zona desportiva, com uma área de superfícies impermeáveis

significativa. A densidade populacional do concelho da Amadora é de 7389 hab/km^2. O tipo de sistema instalado é separativo, com escoamento gravítico, construído essencialmente no ano de 1982, tendo já sofrido algumas intervenções posteriores. As águas residuais domésticas são exportadas para tratamento fora do sistema.

O comprimento da rede de colectores domésticos é de, aproximadamente, 1460m e o de colectores pluviais de 2210m. Os colectores domésticos, em grés, são circulares e têm diâmetros que variam entre 200mm e 300mm. Os colectores pluviais, em PVC e betão, têm diâmetros que variam entre 200mm e 700mm.

Esta bacia foi seleccionada como caso de estudo pela existência de estudos já realizados anteriormente David (2004), Cardoso (2008) e Camacho (2007), pela disponibilidade de informação dos SMAS de Oeiras e Amadora e o interesse demonstrado na utilização da metodologia proposta. Esta bacia foi modelada, no programa MOUSE (*Danish Hydraulic Institute*), no âmbito dos estudos realizados em 2003 e 2004. Estes estudos focaram a quantificação das afluências indevidas ao sistema separativo doméstico de uma bacia piloto, pertencente a esta bacia, a avaliação do seu desempenho técnico e a previsão do impacto da degradação estrutural no desempenho do sistema total.

Os principais problemas identificados na bacia foram a existência de ligações cruzadas indevidas entre as duas redes separativas, entrada em carga dos colectores em tempo de chuva, maus odores, mesmo no interior das habitações, a existência de colectores com problemas estruturais.



Figura 2. Bacia da Quinta do Borel

Em 2007 foi implementada uma solução de beneficiação no sistema pluvial, correspondente à desconexão de uma área de 4,4ha que contribuía para este sistema (Figura 2). No entanto, através da modelação matemática desta solução, foi possível verificar que, apesar da beneficiação resultante, persistiam problemas de falta de capacidade hidráulica em parte do sistema pluvial.

4. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA E AVALIAÇÃO DO MODELO

4.1. Considerações gerais

O modelo de avaliação foi construído com o contributo de informação prestada pelos técnicos do SMAS de Oeiras e Amadora, de informação recolhida na pesquisa bibliográfica, e nos trabalhos anteriormente desenvolvidos, e na simulação das alternativas de reabilitação aplicadas ao modelo hidraúlico já existente da Quinta do Borel. A construção do modelo ao qual foi aplicado o operador de agregação M-Macbeth, permite racionalizar, sintetizar e estruturar o problema de forma a desenvolver uma recomendação final.

4.2. Pontos de vista fundamentais

Os pontos de vista fundamentais que se identificaram conjuntamente com os SMAS de Oeiras e Amadora foram os seguintes: *Custo*s, *Hidraúlico*, *Estrutural* e *Externalidades*. Os impactos ambientais são parte do ponto de vista externalidades, tais como os impactos sócio-económicos criados durante a construção. Após a construção as externalidades consideram o impacto das inundações.

O ponto de vista *Custos* abarca todos os custos desde o investimento inicial e considera 50 anos de vida da estrutura. Este ponto de vista será considerado numa análise Custo-Benefício, em fase posterior. O ponto de vista *Hidráulico* compreende todos os factores que quantificam e qualificam o desempenho hidraúlico do sistema, em ambos os sistemas pluvial e doméstico. O ponto de vista *Estrutural* engloba a condição estrutural actual e o potencial de degradação estrutural na vida da estrutura, para ambos os sistemas pluvial e doméstico.

4.3. Alternativas

As alternativas potenciais são aquelas que podem vir a resolver os principais problemas detectados no sistema, nomeadamente a falta de capacidade hidraúlica, defeitos estruturais e a existência de ligações indevidas em alguns troços do sistema.

As alternativas de reabilitação que efectivamente vão ser avaliadas são as que se tornaram consensuais, com a contribuição dos SMAS de Oeiras e Amadora, tendo em conta os problemas verificados no sistema de drenagem. Dada a variedade de características existentes nos sistemas de drenagem urbana, pode dar-se o caso de existirem alternativas que não são de todo aplicáveis, devido a constrangimentos técnicos. Das acções que efectivamente podem ser consideradas, algumas delas são de utilização frequente em Portugal outras, como a construção e utilização de bacias de detenção, são alternativas mais inovadoras.

As acções consideradas pelos SMAS de Oeiras e Amadora visam essencialmente a reabilitação hidraúlica, estrutural e ambiental do sistema. Assim, as alternativas de reabilitação a avaliar são as seguintes:

1. Não realizar qualquer intervenção no sistema (N).
2. Substituição sem ampliação (S), essencialmente de âmbito estrutural, substitui os colectores que se consideram não apresentar uma condição estrutural aceitável, permitindo uma reabilitação do material construtivo. Os SMAS de Oeiras e Amadora não têm ainda um plano de

manutenção preventiva estabelecido. Neste contexto, o procedimento utilizado na selecção dos colectores a substituir foi atribuir a cada um dos defeitos estruturais, detectados durante as inspecções visuais realizadas e codificados de acordo com a norma EN-13508-2, uma classificação da condição de acordo com a metodologia proposta pelo WRC (2001). Os colectores em pior condição foram os seleccionados. Considera-se, assim, existirem colectores, em comprimento total de 132,72m, a substituir no sistema doméstico e de 19,96m no sistema pluvial.

3. Revestimento interno (R) nos colectores seleccionados na alternativa 2.
4. Substituição com ampliação (SA) dos colectores que revelam falta de capacidade hidráulica. Esta alternativa de reabilitação é essencialmente de âmbito hidráulico e permite um aumento de capacidade hidráulica do sistema, devido à substituição dos colectores existentes por colectores de maior dimensão. A selecção dos colectores a substituir baseou-se nos resultados do modelo hidráulico, nos colectores com falta de capacidade hidráulica para um período de retorno de 10 anos (Decreto Regulamentar nº23, 1995). A técnica construtiva a utilizar é a de vala aberta com *trench box*, analisada em Camacho (2007).
5. Implantação de uma bacia de detenção (B) a montante dos colectores que revelam falta de capacidade hidráulica. Esta alternativa de reabilitação é essencialmente de âmbito hidráulico e permite o controlo na origem dos caudais pluviais, tendo sido analisada em Camacho (2007).
6. Construção de uma caixa de repartição de caudais (C) que faça divergir parte do caudal dos colectores com falta de capacidade hidráulica. Esta é uma solução essencialmente hidráulica e aproveita a existência de um conjunto de colectores implantados paralelamente, sem problemas de capacidade hidráulica e que poderiam ser aproveitados neste sentido.
7. Desconexão de ligações indevidas de origem pluvial ao sistema doméstico. Esta solução incide essencialmente ao nível hidráulico e ambiental. No sistema da Quinta do Borel existem 28 ligações pluviais ao sistema em que 4 estão indevidamente ligadas ao sistema doméstico, tendo sido detectadas na inspecção realizada em 2003. Esta solução foi posteriormente dividida em 3 alternativas que representam o melhor cenário possível (CIII), o pior cenário (CI) e um cenário intermédio (CII), na aplicação desta alternativa.
8. Combinação das alternativas de substituição de colectores com ampliação, sem ampliação e desconexão de ligações indevidas de origem pluvial ao sistema doméstico (S+SA+DIII). Esta foi a combinação de alternativas consideradas pois, em cada um dos objectivos de reabilitação analisados parcialmente, são as que têm maiores impactos positivos.

4.4. Dimensões

A estruturação do modelo em árvore representa-se na Figura 3 e permite uma melhor percepção do modelo. O nó da árvore com a designação Global corresponde à pontuação global das alternativas, obtida somando os valores locais das alternativas nos critérios, ponderados pelo peso do critério no modelo. Os nós dos critérios considerados apresentam-se a vermelho na figura e descrevem-se seguidamente. Os outros nós são fundamentalmente explicativos das hierarquias e ramificações do modelo.



Figura 3. Árvore de critérios.

Critérios:

- *Capacidade de escoamento no sistema pluvial* – A capacidade hidráulica tem como descritor a altura de escoamento, utilizando o indicador IDH1 proposto em Cardoso (2008). A capacidade hidraúlica é medida para cada um dos colectores do sistema e posteriormente agregada, de forma pesada pela capacidade e comprimento de cada um dos colectores. Considera-se que os sistemas pluviais têm boa capacidade hidráulica se a altura de escoamento for inferior ao diâmetro do colector pluvial; considera-se aceitável se o escoamento se fizer até um nível de descarga do colector, caso contrário considera-se haver falha da capacidade hidráulica.
- *Afluências ao sistema doméstico por ligações indevidas* – As afluências indevidas de origem pluvial têm como descritor um indicador proposto em Cardoso (2008). No ponto de vista estritamente hidráulico foi seleccionado o IDH9, que indica qual é a percentagem que o caudal máximo de ligações indevidas representa, relativamente ao valor do caudal de secção cheia do colector, que corresponde à sua capacidade. As afluências indevidas são medidas globalmente para todo o sistema. Considera-se um desempenho óptimo para o valor do indicador de 12,5%, aceitável até 25% e mau desempenho até 50%, acima deste valor o sistema está em falha de serviço.
- *Capacidade de auto-limpeza do sistema doméstico* – Esta capacidade é expressa em termos da velocidade média de escoamento, utilizando o indicador IDH2 proposto em Cardoso (2008), em m/s. Os sistemas devem ter uma velocidade de escoamento tal que evite a acumulação de sedimentos nos colectores.
- *Condição estrutural do sistema doméstico* – Para descrever a condição estrutural do sistema é considerado o resultado da inspecção visual, seguindo a norma a EN 13508-2 (2003). Esta norma codifica o conjunto de observações estruturais. O nível considerado para a substituição ou renovação dos colectores foi o nível 4 do sistema de classificação estrutural

WRC (2001), que se baseia na norma EN 13508 (2003) para classificar os defeitos observados.

- *Infiltração* (IDH5) – A infiltração tem como descritor um indicador proposto em Cardoso (2008). Do ponto de vista estrutural foi seleccionado o indicador IDH5, que indica qual é o caudal médio de infiltração que ocorre por cada km de comprimento de colector. O indicador mede um valor global do sistema. Considera-se um desempenho óptimo para valores do indicador até 10 m^3/dia/km, aceitável até 80 m^3/dia/km e mau desempenho até 150 m^3/dia/km, acima deste valor o sistema está em falha de serviço.

- *Afluências indevidas de origem pluvial* (IDH11) - As afluências indevidas de origem pluvial têm como descritor um indicador proposto em Cardoso (2008). Do ponto de vista estrutural foi seleccionado o IDH11, que traduz a percentagem que o volume de afluências pluviais provenientes de ligações indevidas representa, relativamente ao volume de precipitação útil (que origina escoamento) caído na bacia. As afluências indevidas são medidas globalmente para todo o sistema. Considera-se um desempenho óptimo até valores do indicador de 0,5%, aceitável até 0,8%, mau desempenho até 2,6%, acima deste valor o sistema está em falha de serviço.

- *Externalidades durante a construção* – Durante uma obra as actividades económicas são por ela afectadas, podendo resultar uma redução dessa mesma actividade económica causada pelo ruído, ocupação da via pública e dificuldades de acesso. A obra também provoca perturbação do tráfego causada pelo impedimento de passagem e ocupação da via pública. O ruído causado pela actividade de construção no local da implementação da alternativa, as vibrações causadas pela actividade de construção no local e as poeiras provocadas pela intervenção no terreno podem afectar os edifícios envolventes e a população. O descritor utilizado para medir estas externalidades corresponde à área ocupada na via pública e duração da intervenção. O impacto da alternativa resulta, assim, da multiplicação da área ocupada pela duração da intervenção.

- *Externalidade depois da construção* – O descritor considerado para medir este critério corresponde ao número de câmaras de visita afectadas por inundações, resultante da implementação das alternativas de reabilitação para um período de retorno de 10 anos, para o sistema pluvial, e um factor de carga de 20, para o sistema doméstico.

Na utilização do *software* M-Macbeth cada um dos critérios assinalados a vermelho na Figura 3, que pode ser operacionalizado por uma ou mais dimensões, tem uma função de valor. Esta função foi construída a partir dos julgamentos das diferenças de atractividade entre os diferentes níveis de impacto. Cada critério tem dois níveis de referência: um bom (100) e um neutro (0).

A título de exemplo, o critério *Velocidade de escoamento* no sistema doméstico tem quatro níveis de impacto (0; 0,6; 0,9; 3) sendo que o decisor julgou a diferença de atractividade entre 0,6 m/s e 0,9 m/s extrema, e nula entre 0,9 m/s e 3 m/s, assim como entre 0 m/s e 0,6 m/s. A referência superior é 0,9 m/s e a inferior 0,6 m/s.

Neste critério, resultou a matriz de julgamentos e a função de valor apresentados, respectivamente, na Figura 4 e na Figura 5. As alternativas estudadas terão, assim, um valor entre 0 e 100 neste critério, de acordo com a velocidade de escoamento.

	3	0.9	0.6	0
3	nula	nula	positiva	positiva
0.9	nula	nula	extrema	positiva
0.6			nula	nula
0			nula	nula

Figura 4. Matriz de julgamentos no critério *Velocidade de escoamento* (sistema doméstico, M-Macbeth)

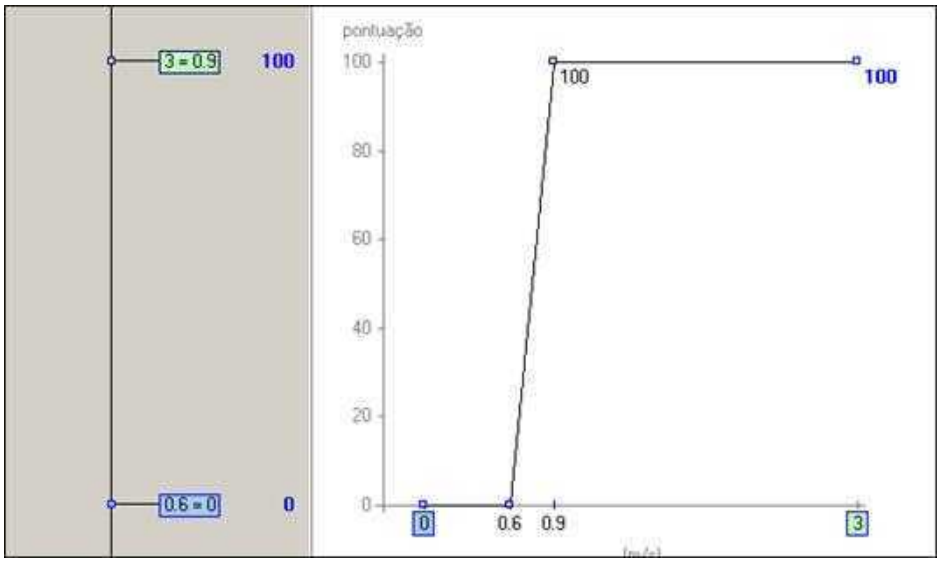


Figura 5. Função de valor para o critério *Velocidade de escoamento* (sistema doméstico, M-Macbeth)

Os restantes critérios foram construídos da forma que se apresenta no Quadro 1.

Ponto de vista	Critério	Dimensões	Níveis de Impacto	Unidade	Referência superior/ inferior	Observações
Hidráulico	Afluências ao SD por ligações indevidas		12,5; 25 e 50	%	12,5/50	Foram considerados três eventos de precipitação, fraco, médio e forte que foram classificados utilizando a função de valor do M-Macbeth. Foi considerada a média das três classificações para classificar a alternativa como um todo. O descritor é *quantitativo/contínuo/natural*.
	Capacidade de escoamento no SP		Diâmetro do colector e Nível do terreno	m	Diâmetro do colector/Nível do terreno	Cada colector foi classificado de acordo com a função de valor do M-Macbeth, sendo que a classificação das alternativas resulta de uma média pesada pelo comprimento dos colectores dessa classificação. O descritor é *quantitativo/contínuo/natural*.
	Velocidade de escoamento no SD		0;0,6;0,9 e 3	m/s	3 e 0,9/0 e 0,6	As alternativas foram classificadas directamente na função de valor da Figura 5. O descritor é *quantitativo/contínuo/natural*.
Estrutural	Desempenho estrutural do SD	Condição estrutural, Infiltração (IDH5), Afluências indevidas (IDH11)	Muito Bom; Bom; Aceitável e Mau	NA	Muito Bom/Mau	Para este critério recorreu-se à metodologia proposta por Bana e Costa (2001), em que foi definido um nível satisfatório e neutro para cada uma das dimensões que foram classificadas também como *Determinantes*, *Importantes* ou *Secundárias*. Neste caso a Condição foi considerada *determinante*, Infiltração *importante* e as Afluências *secundária*. A partir da aplicação desta metodologia foi construída uma escala qualitativa para o critério tendo em conta a importância dada pelo decisor a cada uma das dimensões. O descritor é *qualitativo/discreto/construído*.
Externalidades	Externalidades durante a construção		0 e 5239	NA	0/5239	O pior impacto é o impacto correspondente à alternativa S+SA+DIII, o decisor considerou não se justificar a introdução de níveis de impacto intermédio pois do seu ponto de vista as alternativas são intervenções de pequena dimensão. O descritor é *quantitativo/contínuo/proxy*.
	Externalidades depois da construção		0;11 e 13	NA	0/13	O impacto correspondente ao nível 11 é o estado actual do sistema, onde existem 11 nós com possibilidade de ocorrência de inundação. O descritor é *quantitativo/contínuo/proxy*.

Quadro 1. Sumário dos critérios do problema de decisão.

Os pesos dos critérios reflectem a importância relativa que o decisor julga existir entre eles. A ordenação dos critérios é conseguida a partir de julgamentos de atractividade entre eles. Para o decisor, o bom funcionamento do sistema doméstico é mais crítico do que o do sistema pluvial, uma vez que as consequências do mau funcionamento do sistema doméstico são mais gravosas para todos os actores envolvidos. Para o decisor, um bom desempenho estrutural é mais importante do que um bom desempenho hidráulico. As Externalidades são menos importantes do que todos os outros critérios, uma vez que os SMAS não sentem directamente o seu impacto. Contudo, os impactos após a construção são de longo prazo e, por esta razão, os SMAS atribuem-lhes maior importância, do que aos impactos durante a construção. Tendo em conta o que foi descrito, a matriz de julgamentos dos critérios é a que se apresenta na Figura 6.

	[2.1-DESD]	[1.1.1-AISD]	[1.2.1-VESD]	[1.1.2-CESP]	[EDepC]	[EDurC]	[tudo inf.]
[2.1-DESD]	nula	mt. fraca	mt. fraca	moderada	moderada	mt. forte	positiva
[1.1.1-AISD]		nula	mt. fraca	moderada	moderada	forte	positiva
[1.2.1-VESD]			nula	moderada	moderada	forte	positiva
[1.1.2-CESP]				nula	mt. fraca	moderada	positiva
[EDepC]					nula	moderada	positiva
[EDurC]						nula	positiva
[tudo inf.]							nula

Figura 6. Matriz de julgamentos dos critérios

5. RESULTADOS

No Quadro 2 apresenta-se o sumário dos resultados obtidos da avaliação. Pode analisar-se o impacto local das alternativas nos critérios, os pesos dos critérios, obtidos após os julgamentos de atractividade entre os critérios, e a classificação final das alternativas consideradas, na coluna correspondente à classificação global.

Opções	Global	1.1.1-AISD	1.1.2-CESP	1.2.1-VESD	2.1-DESD	EDurC	EDepC
N	39.01	19.75	80.00	13.33	53.00	100.00	33.00
S	38.31	19.75	80.00	13.33	53.00	76.64	33.00
SA	40.44	19.75	88.00	13.33	53.00	23.65	57.36
R	41.22	19.75	75.00	43.33	53.00	96.18	0.00
C	34.24	19.75	73.00	13.33	53.00	92.33	0.00
B	43.05	19.75	82.00	13.33	53.00	47.32	81.73
DI	41.95	23.75	80.00	13.33	53.00	98.85	51.27
DII	46.47	42.50	80.00	13.33	53.00	99.43	51.27
DIII	60.28	100.00	80.00	13.33	53.00	100.00	51.27
S+SA+DIII	71.51	100.00	88.00	13.33	82.00	0.00	100.00
[tudo sup.]	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
[tudo inf.]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pesos :		0.2400	0.1300	0.2200	0.2700	0.0300	0.1100

Quadro 2. Sumário dos resultados obtidos.

Após a realização de uma análise de sensibilidade entre as duas melhores alternativas, S+SA+DIII e DIII (Quadro 2), verificou-se que apenas existia uma mudança de ordenação para o critério *Externalidades durante a construção,* a partir do valor do peso atribuído a este critério de 12,8. Questionou-se o decisor relativamente à possibilidade de consideração desta alteração no peso do critério, ao que ele respondeu negativamente. Desta forma, pode-se afirmar que a melhor alternativa a considerar é a combinação das alternativas de *Substituição e ampliação de colectores*, *Substituição de colectores e Desconexão de ligações indevidas no melhor cenário*.

Após análise dos resultados, o decisor solicitou o estudo de uma outra alternativa combinada R+B+DIII, tendo em conta que são estas as alternativas individuais com melhor classificação em cada um dos objectivos de reabilitação. A avaliação desta alternativa combinada encontra-se presentemente a decorrer. Adicionalmente, deve ter-se em consideração que, apesar de a alternativa S+SA+DIII ser a melhor classificada, DIII é o melhor cenário possível que, segundo o decisor, é de muito difícil aplicação prática. Por esta razão, seria sempre desejável proceder a estudos mais pormenorizados em relação à sua aplicabilidade. A desconexão de ligações indevidas deve ser considerada sempre que haja uma oportunidade para o fazer, no âmbito de outras intervenções, sem que se incorra em custos adicionais para o operador. Na Figura 7 apresenta-se a ordenação final das alternativas.

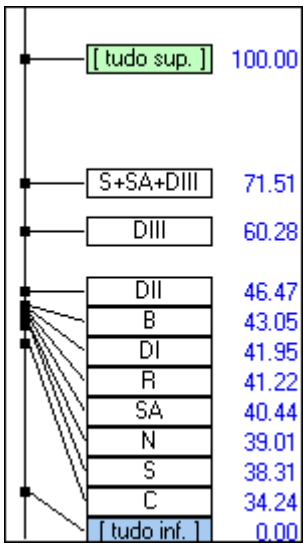


Figura 7. Termómetro global com ordenação final das alternativas.

A classificação final mostra que existe pouca diferença de atractividade entre a opção não realizar intervenção e a maioria das outras, com excepção da combinação S+SA+DIII. Tendo em conta os resultados obtidos, é possível concluir que, para cumprir os objectivos de reabilitação estudados, não são suficientes intervenções de pequena dimensão para beneficiar o sistema mas apenas uma intervenção com uma dimensão significativa poderá modificar, efectivamente, o desempenho global do sistema.

6. CONCLUSÕES

O modelo de decisão apresentado foi construído com o contributo dos técnicos dos SMAS de Oeiras e Amadora, seguindo uma abordagem construtiva (Bouyssou *et al.*, 2006), que permitiu ao cliente construir o seu próprio modelo de racionalidade, aplicável a um contexto particular, utilizando respostas a perguntas que denotam níveis de preferência. Ao modelo de decisão foi aplicado o operador de agregação M-Macbeth (Bana e Costa *et al.*, 2005), que permitiu racionalizar, sintetizar e estruturar o problema de forma a desenvolver uma recomendação final. As dimensões que afectam o resultado foram identificadas, servindo de base à construção dos critérios e que permitiram avaliar nove alternativas estudadas, visando a melhoria do desempenho técnico global do sistema. A avaliação das alternativas recorreu à modelação matemática do sistema e incorporou a metodologia desenvolvida em Cardoso (2008).

A interacção com os SMAS mostrou-se essencial desde a definição dos pontos de vista fundamentais, à recolha de dados e análise dos dados, assim como na definição do problema e nos julgamentos das diferenças de atractividade.

O método de trabalho utilizado permitiu que o modelo correspondesse às expectativas do tomador da decisão. A legitimação deu-se por etapas, ou seja, procurou-se captar as preocupações e desejos dos gestores e, de seguida, analisar e tratar essa informação, propondo novamente evoluções ao modelo até se atingir um consenso a cada nova etapa do processo. O modelo, como já mencionado, tem vindo a sofrer evoluções constantes ao longo do processo, conforme o conhecimento dos objectivos de reabilitação e as preocupações centrais iam aumentando.

A utilização destes resultados pode ter diversos objectivos, como a possível extensão e generalização da aplicação desta metodologia a outros sistemas de drenagem urbana no âmbito da gestão SMAS, assim como na selecção de alternativas de reabilitação com base numa abordagem cada vez mais pró-activa e menos reactiva.

O excesso de informações a processar pode, por vezes, conduzir a decisões pouco sustentadas se se tiver em conta somente um ou dois únicos critérios de avaliação do desempenho do sistema. Por outro lado, a multiplicidade de critérios pode dificultar a análise, pelo que o uso da decisão multicritério na reabilitação dos sistemas de drenagem urbana, integrando todos os pontos de vista relevantes para a tomada de decisões, se torna cada vez mais relevante. A melhoria do nível de informação disponível sobre o desempenho dos sistemas pode trazer melhorias significativas em relação ao nível de certeza dos resultados.

O contexto específico de cada sistema de drenagem urbana, associado aos constrangimentos económicos, ao aumento das exigências do seu funcionamento e à complexidade da sua gestão, tem vindo a tornar as ferramentas de apoio à decisão cada vez mais importantes e necessárias para as entidades gestoras destes sistemas fundamentarem as suas decisões de forma eficaz, eficiente e sustentável.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho contou com a colaboração dos SMAS de Oeiras e Amadora, que disponibilizaram a informação do caso de estudo e colaboraram no modelo de decisão.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alegre, H., Matos, R., Neves, E. B., Cardoso, A., Duarte, P., Baptista, J. M., Pássaro, D. A., Santos, R. F., Pires, J. S., Fernandes, T., Almeida, J., Neves, T., Escudeiro, M. H., Lobo, M. F., Nunes, M., Silva, J., Costa, A., Lopes, R., Ribeiro, A., Silva, J. C., Neves, T., Freixial, P., Ferreira, R., Ramos, R., Rodrigues, R. (2009). *Sistema de Avaliação da Qualidade dos Serviços de Águas e Resíduos Prestado aos Utilizadores. 1ª Geração do sistema de indicadores de qualidade de serviço*. Série Guias Técnicos, nº 12, Edição IRAR/LNEC, ISBN 978-989-95392-8-0.

Bana e Costa, C. A.; De Corte, J.-M.; Vansnick, J.-C. (2005). Guia do Utilizador – M-MACBETH versão 1.1, Julho.

Bouyssou, D., Marchant, T., Pirlot M., Tsoukias, A., Vincke, P. (2006). *Evaluation and Decision Models with Multiple Criteria: Stepping Stones for the analysis*. New York, USA, Springer's International Series.

Camacho, P. (2007). Avaliação de estratégias de reabilitação de sistemas de drenagem urbana – Aplicação a um caso de estudo utilizando a metodologia CARE-S, IST-UTL, Tese de Mestrado.

Cardoso, M.A. (2008). *Avaliação do Desempenho de Sistemas de Drenagem Urbana*. Dissertação de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal (546 pp.). Colecção "Teses e Programas de Investigação LNEC", LNEC, Lisboa, 978-972-49-2132-7, 403 pp. e Cd-Rom.

CEN (2008). EN 752:2008, European Standard Drain and sewer systems outside buildings. CEN, Comité Europeu de Normalização, 24 de Novembro de 2007, Bruxelas, Bélgica.

Decreto Regulamentar nº 23/95 de 23 de Agosto. Regulamento geral dos sistemas públicos e prediais de distribuição e de drenagem de águas residuais.

EN 752 (2008) European Standard Drain and sewer systems outside buildings. CEN, European Committee for Standardisation, Bruxelas, Bélgica.

ERSAR (2009). *Relatório Anual do Sector de Águas e Resíduos em Portugal (2008). Volume 3 - Avaliação da qualidade do serviço prestado aos utilizadores.* ISBN: 978-989-8360-00-7.

Figueira, J., Greco, S., Ehrgott, M. (Eds.) (2005). *Multiple Criteria Decision Analysis: State of the Art Surveys*. Springer Verlag, Boston, Dordrecht, London.

MAOT (2007) PEAASARII – Plano Estratégico de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais.

Roy, B. (1996). Multicriteria Methodology for Decision Aiding. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Netherlands.

Bana e Costa, C. A., Euro Beinat (2005). Model-structuring in public decision-aiding, Department of operational research – London School of Economics.

Bana e Costa, C.A., Corrêa, E. C. De Corte, J.M., Vansnick J.C. (2002). Facilitating bid evaluation in public call for tenders: a socio-technical approach, *OMEGA: The International of Management Science*, 30, pp. 227-242.

AVALIAÇÃO PRELIMINAR DA PRESENÇA DE BTEX EM AMOSTRAS DE ÁGUAS SUPERFICIAIS DE CORPOS HÍDRICOS URBANOS

DANIELA S. ADAMATTI (1); MARCELO GIOVANELA (2); VANIA E. SCHNEIDER (3); MARCO T. GRASSI (4); ANDREIA N. FERNANDES (5)

Palavras chave: BTEX, recursos hídricos superficiais, microbacias urbanas, qualidade das águas.

Nos últimos anos, com o aumento da população e da atividade industrial, intensificaram-se as preocupações com relação à água. A contaminação dos corpos hídricos por compostos orgânicos representa hoje sérios problemas à saúde pública. Nos casos que envolvem o derramamento de combustíveis, os BTEX (benzeno, tolueno, etilbenzeno e xilenos) são aqueles que apresentam o maior interesse devido à sua toxicidade e mobilidade na subsuperfície, uma vez que podem provocar uma série de problemas quando há consumo de água contaminada. Dentro deste contexto, o presente trabalho teve por objetivo fazer uma avaliação preliminar da presença de BTEX em amostras de água superficial que foram coletadas no Rio Tega e Rio das Antas, ambos localizados no município de Caxias do Sul (RS, Brasil), e região. A amostragem foi feita de acordo com o protocolo de técnicas limpas e a quantificação dos compostos foi realizada através da técnica de análise por *headspace*. Para todas as amostras avaliadas somente o composto tolueno foi detectado, com valores de concentração de 2,44 a 18,44 µg L^{-1}. De maneira geral, as cinco amostras do Rio Tega apresentaram os maiores valores de concentração de tolueno, sendo a amostra coletada no ponto 2, região densamente urbanizada, aquela com maior concentração. A amostra proveniente do Rio das Antas, coletada na região periférica do município – a montante do Rio Tega, foi a que apresentou a menor concentração para este composto. Este rio recebe cerca de 70% do aporte doméstico e industrial e é o tributário do Rio das Antas. Entre as prováveis fontes de tolueno encontradas estão às atividades antrópicas, o escoamento superficial, o vazamento de combustíveis e solventes, e a disposição negligente de efluentes domésticos e industriais. Para todas as amostras avaliadas, os níveis encontrados são muito maiores do que aqueles apresentados em outros estudos.

(1) Acadêmica do curso de Engenharia Ambiental. Centro de Ciências Exatas e Tecnologia (CCET), Universidade de Caxias do Sul (UCS), 95070-560, Caxias do Sul – RS, Brasil. Telefone: (54) 3218-2100. Fax: (54) 3218-2159. E-mail: DSAdamat@ucs.br

(2) Professor Doutor do CCET da UCS. E-mail: mgiovan1@ucs.br

(3) Professora Doutora do CCET da UCS. E-mail: veschnei@ucs.br

(4) Professor Doutor do Departamento de Química, Universidade Federal do Paraná (UFPR), 81531-990, Curitiba – PR, Brasil. Telefone: (41) 3361-3176. Fax: (41) 3361-3186. E-mail: mtgrassi@quimica.ufpr.br

(5) Professora Doutora do CCET da UCS. E-mail: anfernandes@ucs.br

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, com o aumento da população e da atividade industrial, intensificaram-se as preocupações com relação à água. A contaminação dos corpos hídricos (tanto superficiais como subterrâneos) por compostos orgânicos representa hoje sérios problemas à saúde pública (SERRANO & GALLEGO, 2004; REGO & NETTO, 2007; SARAFRAZ-YAZDI *et al.*, 2008). No Brasil, contaminações deste tipo se tornaram frequentes a partir da década de 40, época em que se registrou um significativo aumento na construção de refinarias e terminais marítimos (PESO-AGUIAR *et al.*, 2000). Em geral, estima-se que a principal fonte de contaminação por hidrocarbonetos esteja representada por eventos acidentais envolvendo exploração e refino de petróleo, assim como transporte e estocagem de derivados, como óleo diesel e gasolina (HALMEMIES *et al.*, 2003).

Os hidrocarbonetos de petróleo correspondem a uma complexa mistura de componentes, na qual podem ser diferenciadas quatro frações principais: hidrocarbonetos saturados, aromáticos, resinas e asfaltenos (BALBA *et al.*, 1998). Nos casos que envolvem o derramamento de combustíveis automotivos, os compostos monoaromáticos do grupo BTEX (benzeno, tolueno, etilbenzeno e xilenos) (Figura 1) são aqueles de maior interesse devido à sua toxicidade e mobilidade na subsuperfície. De acordo com a Resolução 396 do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA, 2008) e Portaria 518 do Ministério da Saúde (2004), o benzeno é considerado o mais tóxico dentre todos estes compostos, com padrão de potabilidade de 5 µg L^{-1}. O tolueno, o etilbenzeno e os xilenos são compostos regulados com concentração máxima permitida, em águas subterrâneas, de 170, 200 e 300 µg L^{-1}, respectivamente.

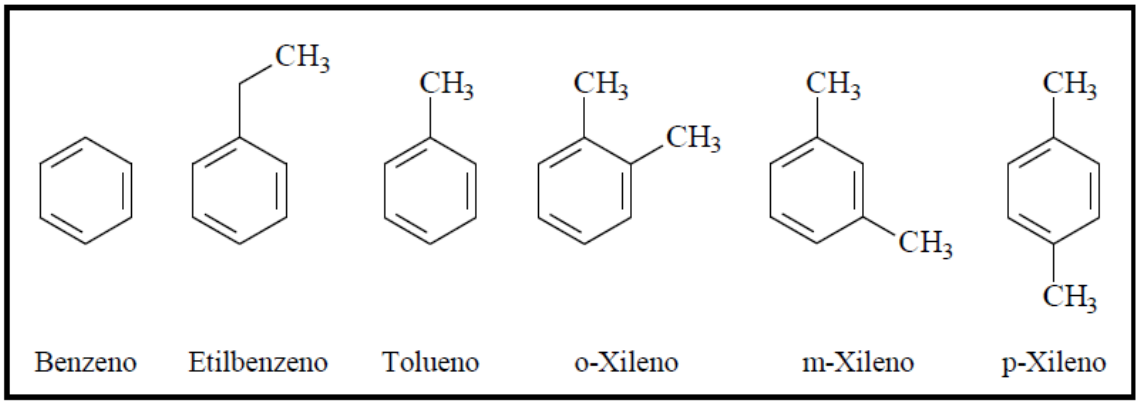


Figura 1. Estrutura química dos BTEX.

A presença de BTEX em compartimentos ambientais pode também variar de acordo com sua origem, sendo dividida em dois grupos: fontes antropogênicas e fontes naturais (KURÁN & SOJÁK, 1996; ZALEL *et al.*, 2008). As fontes antropogênicas compreendem os resíduos municipais, industriais e agrícolas. A segunda fonte de contaminantes é a própria biota. De acordo Farhadian e colaboradores (2008), compostos aromáticos estão presentes naturalmente nos solos e na água, devido à sua presença nas estruturas dos ácidos fúlvicos e húmicos, resultantes da decomposição da matéria orgânica.

Devido à toxicidade e à mobilidade no meio ambiente, os BTEX são compostos de grande importância do ponto de vista ambiental, pois possuem elevada solubilidade quando comparados aos demais hidrocarbonetos presentes no petróleo, o que facilita o transporte dos mesmos através das águas superficiais (e consequentemente das águas subterrâneas) e dos solos (CHIARANDA, 2006). Além de contaminar os diferentes compartimentos, os BTEX podem trazer sérios problemas à saúde quando há consumo de água contaminada. Segundo Tiburtius *et al.* (2004) e Piceli (2005), a exposição a esses compostos, por menor que seja, pode provocar alterações no sistema nervoso central. Eles atuam como substâncias depressoras e, dependendo da concentração e do tempo de exposição, podem causar sonolência, tontura, fadiga, narcose, e até a morte, endo classificadas como poluentes prioritários pelas agências americanas ATSDR (*Agency for Toxic Substances and Disease Registry*) e U.S. EPA (*United States Environment Protection Agency*).

A avaliação da qualidade da água tem recebido especial atenção nos últimos anos em função do aumento pela demanda dos recursos hídricos para abastecimento. O controle com relação à presença de contaminantes em sistemas aquáticos tem por finalidade evitar que futuramente ocorram problemas, tanto do ponto de vista ambiental quanto do de saúde pública. Nesse sentido, a preservação das águas superficiais é extremamente importante, pois muitos compostos orgânicos encontrados em água de rio e na água potável podem acarretar em diferentes efeitos tóxicos à saúde humana e aos compartimentos ambientais. Dentro deste contexto, o presente trabalho teve por objetivo fazer uma avaliação preliminar da presença de hidrocarbonetos monoaromáticos (BTEX) em amostras de águas superficiais que foram coletadas no Rio Tega e Rio das Antas, ambos localizados no município de Caxias do Sul (RS), e região.

2. PARTE EXPERIMENTAL

2.1. Materiais e Reagentes

Todos os reagentes utilizados neste trabalho foram de pureza adequada para a determinação das concentrações dos analitos de interesse. A determinação da concentração de BTEX em amostras aquosas exige diversos cuidados, visando evitar possíveis contaminações que possam superestimar os resultados. Para tanto, utilizaram-se solventes com grau HPLC. Os solventes acetona e metanol foram adquiridos, respectivamente, da Mallincrodt e da J. T. Baker. O detergente Extran neutro e o ácido nítrico, adquiridos da Merck, foram utilizados na limpeza das vidrarias e dos frascos de amostragem, juntamente com água deionizada obtida a partir de um sistema Milli-Q Millipore. Esta última, além de ser utilizada para a limpeza de todos os materiais, foi igualmente empregada na preparação de todas as soluções.

As soluções utilizadas para a construção das curvas analíticas dos BTEX foram preparadas a partir da diluição de uma solução-padrão adquirida da Accustandard Inc., contendo os seis hidrocarbonetos monoaromáticos (benzeno, tolueno, etilbenzeno, mistura de xilenos) na concentração de 2000 mg L^{-1}.

O gás utilizado como gás de arraste foi o nitrogênio com 99,999% de pureza. Os gases auxiliares utilizados foram o hidrogênio de pureza 99,999% e o ar sintético de pureza 99,997%, todos adquiridos da White Martins.

2.2. Instrumentação

Todas as análises cromatográficas foram realizadas em um cromatógrafo a gás TRACE (*Thermo Electron Corpotation*, USA) acoplado a um autoamostrador em headspace TRIPLUS HS (*Thermo Electron Corpotation*, USA), equipado com detector por ionização em chama (FID) e fotoionização (PID) conectados em série (GC-FID/PID), e injetor do tipo split/splitless. A separação dos analitos de interesse foi obtida através de uma coluna capilar OV-624 (Ohio Valley, USA) (60 m x 0,25 mm x 1,4 µm). As demais condições operacionais utilizadas durante as análises encontram-se sumarizadas na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros operacionais do GC-FID/PID.

Vazão do gás de arraste	nitrogênio, 60 mL min^{-1}
Vazão de *make up* do PID	nitrogênio, 30 mL min^{-1}
Vazão de *make up* do FID	nitrogênio, 35 mL min^{-1}
Vazão de hidrogênio do FID	350 mL min^{-1}
Vazão de ar sintético do FID	5 mL min^{-1}
Volume de injeção	1 mL
Tempo de *headspace*	15 min
Temperatura do *headspace*	85°C
Razão de *split*	*splitless*
Temperatura do injetor	230°C
Temperatura dos detectores	250°C
Temperatura do forno	45°C (1,5 min); 3,0°C min^{-1} até 100°C; 8,0°C min^{-1} até 160°C (1,0 min); 20,0°C min^{-1} até 230°C (3,0 min)
Tempo total de análise	35,83 min

2.3. Procedimentos de Limpeza

Todas as vidrarias utilizadas durante este trabalho passaram, previamente, por um processo de limpeza e descontaminação. Primeiramente, todos os materiais foram imersos por 24 horas em uma solução de detergente extran neutro a 3% (v/v), sendo posteriormente enxaguados com água corrente, água destilada, água deionizada e acetona. Em seguida, os materiais não volumétricos foram calcinados em uma mufla por um período de 4 horas, à temperatura de 450°C.

Os frascos utilizados para a coleta e acondicionamento das amostras de água superficial foram previamente lavados com água corrente e detergente Extran neutro a 5% (v/v). Em seguida, foram enxaguados com uma solução de ácido nítrico 10% (v/v), água destilada, água deionizada e acetona.

2.4. Coleta e Preparo das Amostras

A amostragem das águas superficiais foi realizada ao longo do curso do Rio Tega no município de Caxias do Sul (RS) (Tabela 2) e a montante e jusante de seu exutório no Rio das Antas. Todas as coletas foram feitas de acordo com o protocolo de técnicas limpas, de forma a evitar na medida do possível a contaminação das amostras desde a coleta até o momento das análises (CAMPOS *et al.*, 2002).

Tabela 2. Descrição dos pontos de coleta.

Ponto de coleta	Descrição
Ponto 1	Presença de residências e indústrias, cujo efluente é drenado diretamente para o Rio Tega.
Ponto 2	Presença de residências e indústrias, cujo efluente é drenado diretamente para o Rio Tega.
Ponto 3	Montante do Aterro Sanitário São Giácomo, com ausência de mata ciliar e presença de grande quantidade de resíduos no local, com alto grau de urbanização.
Ponto 4	Jusante do Aterro Sanitário São Giácomo, com ausência de mata ciliar e presença de grande quantidade de resíduos no local. Neste ponto o Tega já recebeu também o chorume pré-tratado do aterro.
Ponto 5	Primeira usina hidrelétrica comunitária de Caxias do Sul que se encontra em obras para reativação. Presença de vegetação mais densa e áreas de preservação. O ponto de coleta é de um tributário do Rio Tega.
Ponto 6	Este ponto localiza-se na foz do Rio Tega, no seu exutório no Rio das Antas.
Ponto 7	Montante do Rio Tega. Este ponto localiza-se no Rio das Antas, antes deste receber as águas do Rio Tega.
Ponto 8	Jusante ao Rio Tega. Este ponto localiza-se após o exutório do Rio Tega no Rio das Antas.

2.5. Determinação dos BTEX

A determinação da concentração dos BTEX foi realizada com base em curvas analíticas, que foram obtidas de acordo com os métodos 8015B e 8021B (U.S. EPA, 1996). As soluções-padrão utilizadas para a construção destas curvas foram preparadas através de diluições da solução-estoque contendo os BTEX. Foram feitas cinco soluções com diferentes níveis de concentração: 1, 5, 20, 50 e 100 μg L^{-1}. Estas soluções-padrão foram preparadas em triplicata e a curva analítica foi construída com a média dos valores de área encontrados.

A extração dos BTEX presentes nas amostras de água foi efetuada através da técnica de *headspace*, fundamentada pelos métodos 3810 (U.S. EPA, 1986) e 5021A (U.S. EPA, 2003). As análises foram realizadas transferindo-se 10 mL de amostra para um *vial* de 22 mL, o qual foi devidamente lacrado com selo de alumínio e septo de silicone. Em seguida, os compostos foram volatizados e concentrados pela técnica de *headspace* e detectados por GC-FID/PID. O método de análise foi avaliado através de teste de recuperação de padrão adicionado (5 μg L^{-1}).

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1. Avaliação dos Parâmetros de Mérito

A Figura 2 apresenta o cromatograma de uma solução-padrão de BTEX na concentração de 100 µg L^{-1}. Como pode ser observado, a utilização das condições operacionais adotadas durante as análises cromatográficas (Tabela 1) resultou em um cromatograma com uma linha de base relativamente bem estabilizada, com resolução satisfatória dos picos, e com uma boa separação para os compostos de interesse.

Na Tabela 3 são apresentados os resultados relativos aos parâmetros de mérito para os compostos analisados. Como pode ser constatado, todas as curvas analíticas apresentaram boa linearidade dentro da faixa de concentração estudada (1-100 µg L^{-1}). Com exceção do composto etilbenzeno (r = 0,9905), todos os coeficientes de correlação linear foram superiores a 0,9993, o que mais uma vez demonstra a excelente correlação entre as áreas dos picos e a concentração das soluções-padrão de BTEX.

Os valores de limite de detecção (*LD*) e de quantificação (*LQ*) para cada composto estudado foram calculados através do método da relação sinal-ruído (S/N) da IUPAC (THOMPSON *et al.*, 2002), onde o LD = 3 x S/N e LQ = 10 x S/N. A aplicação de um método analítico para análises ambientais requer valores de *LQ* pelo menos 5% abaixo dos teores permitidos pela legislação para um composto em particular, para que se tenha uma margem de segurança na sua determinação (RIBEIRO *et al.*, 2008). Com exceção do benzeno, os valores de *LD* e *LQ* obtidos para todos os demais compostos (Tabela 3) ficaram muito abaixo do menor nível de concentração da curva analítica, demonstrando a boa sensibilidade do método de análise empregado.

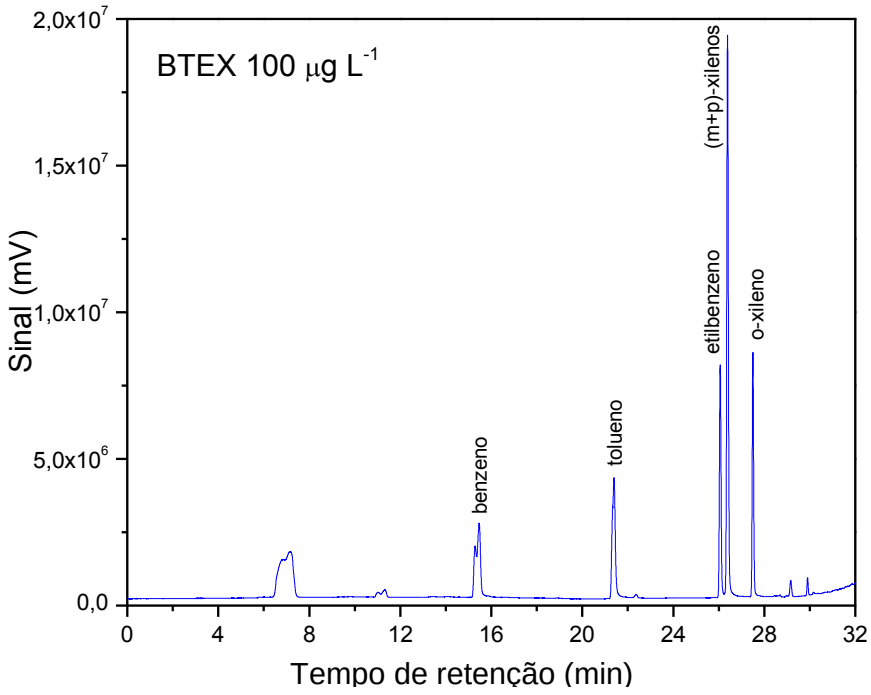


Figura 2. Cromatograma do padrão de BTEX 100 μg L^{-1}.

Tabela 3. Resultados relativos aos parâmetros de mérito para os BTEX.

Composto	Faixa Linear (μg L^{-1})	*r*	*LD* (μg L^{-1})	*LQ* (μg L^{-1})	Recuperação (%)
Benzeno	1-100	0,9996	nd[a]	1,00	94,4
Tolueno	1-100	0,9993	0,18	0,60	82,9
Etilbenzeno	1-100	0,9905	0,23	0,78	94,0
m, p-Xileno	1-100	0,9995	0,11	0,35	94,4
o-Xileno	1-100	0,9995	0,14	0,47	95,9

[a]nd: não determinado.

Os cálculos de recuperação foram feitos com base na concentração do padrão adicionado em uma amostra, onde foi feita uma correlação direta do valor determinado após o teste, com o valor de concentração conhecida adicionada (5 μg L^{-1}). Como podem ser observado na Tabela 3, os dados de recuperação do padrão adicionado variaram de 83 a 96%. Por estarem dentro da faixa de recuperação aceitável para a determinação de compostos orgânicos traço (70-120%), os valores de recuperação aqui encontrados foram considerados satisfatórios (RIBANI *et al.*, 2004).

3.2. Determinação dos BTEX nas Amostras de Água Superficial

Para todos os pontos de coleta avaliados, somente o composto tolueno foi detectado nas análises cromatográficas, com valores de concentração variando de 2,44-18,44 µg L^{-1} (Tabela 4). Os resultados obtidos para os demais compostos (benzeno, etilbenzeno e xilenos) foram inferiores aos LQ do método. Dentre os oito pontos estudados, o que apresentou a maior concentração de tolueno foi aquele situado no Rio Tega, próximo ao antigo moinho, no município de Caxias do Sul. Por outro lado, foi a amostra coletada no Rio das Antas, na região periférica do município – a montante do Rio Tega, que apresentou a menor concentração para este composto. Os valores de concentração obtidos para as demais amostras foram intermediários àqueles para estes dois pontos de amostragem. De maneira geral, as cinco amostras coletadas no Rio Tega apresentaram os maiores valores de concentração de tolueno. Este Arroio está localizado dentro do município de Caxias do Sul e recebe maior aporte doméstico e industrial, depurando-se ao longo do seu curso até encontrar o Rio das Antas, onde as concentrações são menores. Os valores de concentração de tolueno para as amostras coletadas no Rio das Antas à montante do Rio Tega, antes do encontro do Rio das Antas com o Rio Tega e à jusante do rio foram de 4,84, 2,44 e 5,35 µg L^{-1}, respectivamente. Estes dados mostram que a chegada do Rio Tega no Rio das Antas acarreta no aumento da concentração do composto tolueno, comprovando que as amostras avaliadas estão sob forte influência da urbanização.

Tabela 4. Valores de concentração dos BTEX, em µg L^{-1}, para o detector por fotoionização.

Composto	**Pontos de Coleta**							
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**
Benzeno	< 1,00	< 1,00	< 1,00	< 1,00	< 1,00	< 1,00	< 1,00	< 1,00
Tolueno	9,46	18,44	6,40	5,26	7,69	4,84	2,44	5,35
Etilbenzeno	< 1,00	< 1,00	< 1,00	< 1,00	< 1,00	< 1,00	< 1,00	< 1,00
m, p-Xileno	< 1,00	< 1,00	< 1,00	< 1,00	< 1,00	< 1,00	< 1,00	< 1,00
o-Xileno	< 1,00	< 1,00	< 1,00	< 1,00	< 1,00	< 1,00	< 1,00	< 1,00

Entre as prováveis fontes de tolueno encontradas estão às atividades antrópicas (como as industriais e de serviço), o escoamento superficial (resultado da urbanização), o vazamento de combustíveis e solventes, e a disposição negligente de efluentes domésticos

e industriais. Para todas as amostras avaliadas, o valor de concentração está acima do valor máximo permitido (2 µg L^{-1}), estabelecido pela Resolução CONAMA 357/2005 para rios de classe II. Além disso, os níveis de concentração de tolueno encontrados são muito maiores do que aqueles apresentados em outros estudos trabalhos (Gouveia, 2008).

4. CONCLUSÃO

O método de análise empregado mostrou-se adequado para a determinação dos BTEX, apresentando boa linearidade na faixa de concentração estudada, limites de detecção e quantificação na faixa de µg L^{-1}, e resultados de recuperação satisfatórios. Para todos os pontos de coleta avaliados somente o composto tolueno foi detectado, com valores acima do limite estabelecido pela Resolução CONAMA 357/2005. Sendo assim, o conjunto de dados obtidos evidenciou que as amostras estudadas contêm BTEX em níveis de concentração que caracterizam um processo de contaminação por esta classe de compostos.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, C. M. M; VILAS BOAS, L. Analysis of BTEX and other substituted benzenes water using headspace SPME-GC-FID: method validation. J. Environ. Monit., v. 6, p. 80-88, 2004.

BALBA, M. T.; AL-AWADHI, N.; AL-DAHER, R. Bioremediation of oil-contaminated soil: microbiological methods for feasibility assessment and field evaluation. J. Microbiol. Meth., v. 32, p. 155-164, 1998.

CAMPOS, M. L. A.; BENDO, A.; VIEL, F. C. Métodos de baixo custo para purificação de reagentes e controle da contaminação para a determinação de metais traços em águas naturais. Quím. Nova, v. 25, p. 808-813, 2002.

CETESB – Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental. Valores orientadores para solo e águas subterrâneas no Estado de São Paulo. Decisão da Diretoria nº 195-2005-E/05. Disponível em: www.cetesb.sp.gov.br/. Acessado em 27 de Outubro de 2009.

CHIARANDA, H. S. Volatilização dos compostos BTEX em ambientes subsuperficiais contaminados com gasolina e etanol: comparação entre concentrações medidas e simuladas. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Santa Catarina, 2006.

CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente. Resolução n°. 357/05. Disponível em: www.mma.gov.br/. Acessado em 06 de Outubro de 2009.

CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente. Resolução n°. 396/08. Disponível em: www.mma.gov.br/. Acessado em 20 de Outubro de 2009.

FARHADIAN, M.; DUCHEZ, D.; VACHELARD, C.; LARROCHE, C. Monoaromatics removal from polluted water through bioreactors – a review. Water Res., v. 42, p. 1325-1341, 2008.

GOUVEIA, C. D. Estudo da presença de hidrocarbonetos voláteis em águas superficiais: desenvolvimento analítico e aplicação. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal do Paraná, 2008.
HALMEMIES, S.; GRONDAHL, S.; NENONENS, K.; TUHKANEN, T. Estimation of the time periods and processes for penetration on selected spilled oils and fuels in different soils in the laboratory. Spill Science & Technology Bulletin, v. 8, p. 451-465, 2003.
KURÁN, P.; SOJÁK, L. Environmental analysis of volatile organic compounds in water and sediment by Gas Chromatography. J. Chromatogr. A, v. 733, p. 119-141, 1996.
PESO-AGUIAR, M. C.; SMITH, D. H.; ASSIS, R. C.; SANTA-ISABEL, L. M.; PEIXINHO, S.; GOUVEIA, E. P.; ALMEIDA, T. C. A.; ANDRADE, W. S.; CARQUEIJA, C. R. G.; KELMO, G.; RODRIGUES, C. V.; CARVALHO, G. C.; JESUS, A. C. S. Effects os petroleum and its derivates in benthic communities na Baia de Todos os Santos/Todos os Santos Bay, Bahia, Brasil. Aquat. Ecosyst. Health Management, v. 3, p. 459-470, 2000.
PICELI, P. C. Quantificação de benzeno, tolueno, etilbenzeno e xilenos no ar de ambientes ocupacionais. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Santa Catarina, 2005.
Portaria nº 518/2004 – Ministério da Saúde. Disponível em: www.saude.gov.br/. Acessado em 27 de Outubro de 2009.
REGO, E. C. P.; NETTO, A. D. P. PHAs and BTEX in groundwater gasoline stations from Rio de Janeiro city, Brazil. Bull. Environ. Contam. Toxicol., v. 79, p. 660-664, 2007.
RIBEIRO, F. A. L. R.; FERREIRA, M. M. C.; MORANO, S. C.; SILVA, L. R.; SCHNEIDER, R. P. Planilha de validação: uma nova ferramenta para estimar figuras de mérito na validação de métodos analíticos univariados. Quim. Nova, v. 31, nº 1, p. 164-171, 2008.
SARAFRAZ-YAZDI, A.; AMIRI, A. H.; ES'HAGHI, Z. BTEX determination in water matrices using HF-LPME with gas chromatography-flame ionization detector. Chemosphere, v. 71, p. 671-678, 2008.
SERRANO, A.; GALLEGO, M. Direct screening and confirmation of benzene, toluene, ethylbenzene and xylenes in water. J. Chromatogr. A, v. 1045, p. 181-188, 2004.
RIBANI, M.; BOTTOLI, C. B. G.; COLLINS, C. H.; JARDIM, I. C. F.; MELO, L. F. C. Validação em Métodos Cromatográficos e Eletroforéticos. Quim. Nova, v. 27, 771- 780, 2004.
THOMPSON, M.; ELLISON, S. L. R.; WOOD, R. Harmonized Guidelines for Single-Laboratory Validation oh Methods of Analysis (IUPAC Technical Report). Pure Appl. Chem., v. 74, n°5, p.835-855, 2002.
TIBURTIUS, E. R. L.; PERALTA-ZAMORA, P.; LEAL, E. S. Contaminação de águas por BTXs e processos utilizados na remediação de sítios contaminados. Quim. Nova, v. 27, p. 441-446, 2004.
U.S. EPA – United States Environmental Protection Agency. Method 3810 – Headspace, 1986.
U.S. EPA – United States Environmental Protection Agency. Method 5021A – Volatile Organic Compounds in various Samples Matrices using Equilibrium Headspace Analysis, rev. 1, 2003.
U.S. EPA – United States Environmental Protection Agency. Method 8015B: Nonhalogenated organic using GC/FID, 1996.
U.S. EPA – United States Environmental Protection Agency. Method 8021B: Aromatic and halogenated volatiles by gas chromatography using photoionization and/or electrolytic conductivity detectors, 1996.
ZALEL, A.; YUVAL; BRODAY, D. M. Revealing source signatures in ambient BTEX concentrations. Environ. Pollut., p.1-10, 2008.

CARACTERIZAÇÃO DA LAMA VERMELHA E SUA UTILIZAÇÃO NO TRATAMENTO DE EFLUENTES TÊXTEIS

Carolina P.C. JESUS (1); Maria Lúcia P. ANTUNES (2)

RESUMO

A revolução industrial, apesar de trazer grandes benefícios à sociedade, trouxe também a poluição das águas, do ar e dos solos. Nesse contexto, pode-se destacar a indústria têxtil, um dos segmentos industriais mais tradicionais, como uma atividade de elevado potencial poluidor. Essa indústria caracteriza-se por gerar efluentes, principalmente corantes utilizados na etapa de tingimento, que levam à alteração da qualidade das águas e ocasionam efeitos danosos à fauna e à saúde humana. Em vista disso, o presente trabalho teve como objetivo caracterizar a lama vermelha brasileira, um resíduo gerado em larga escala na produção de alumínio, e eutiliza-la como meio adsorvedor do corante Reativo Azul 19 após tratamento térmico. Utilizando-se a construção de isotermas de adsorção e linearização segundo o modelo de Langmuir e Freundlich foi possível determinar a capacidade de adsorção da lama vermelha que, quando colocada em condições apropriadas, apresenta-se como um adsorvedor alternativo e de baixo custo.

Palavras-chave: adsorção; corante reativo; isoterma de Langmuir; isoterma de Freundlich; lama vermelha.

1) Engenheira Ambiental e aluna de mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da UNESP/ Sorocaba - – Av. Três de março, 511 – Sorocaba –S.P. – Cep.: 18087-180 – Fone: 0 5515 32383409 ramal :3420 - e-mail: carolpcj@terra.com.br.
2) Doutora em Física. Docente do curso de graduação em Engenharia Ambiental e do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da UNESP/Sorocaba – e-mail: malu@sorocaba.unesp.br

1. INTRODUÇÃO

A indústria têxtil gera efluentes líquidos, gasosos e resíduos sólidos cujas características estão diretamente ligadas ao substrato têxtil que está sendo processado, aos corantes e ao tipo de equipamento utilizados. Observa-se, portanto, uma gama enorme de variações das características quantitativas e qualitativas dos efluentes, principalmente os líquidos, pois sua geração está ligada aos processos de alvejamento, tingimento e estampagem, dentre outros (CPRH, 2001).

As técnicas de tratamento comumente aplicadas no tratamento desses efluentes são fundamentadas em processos de coagulação, separação, flotação ou sedimentação, que apresentam elevada eficiência na remoção de material particulado, entretanto mostram-se deficientes na remoção de cor e compostos orgânicos dissolvidos. Além dessas técnicas, processos biológicos são bastante utilizados devido à relativa facilidade encontrada na implementação de sistemas que operem em grande escala, sendo os sistemas de lodo ativado utilizados com maior freqüência, que apesar de apresentar elevada eficiência na remoção de corantes (aproximadamente 80%) leva ao acúmulo do lodo, pois este apresenta um teor muito alto de corantes adsorvidos, impedindo qualquer possibilidade de reaproveitamento**.** (Kunz *et al*.,2002).

Assim sendo, verifica-se cada vez mais uma busca por processos alternativos de tratamento desses efluentes. Dentre as possibilidades existentes pode-se destacar a adsorção, processo de acumulação de uma substância em uma interface, como uma técnica promissora, principalmente pelo uso de materiais adsorventes alternativos, sem importância comercial e que seriam descartados no meio ambiente. Dentre esses materiais pode-se destacar a lama vermelha (figura 1), um resíduo insolúvel gerado na etapa de clarificação do processo Bayer de fabricação de alumínio como um material com potencial de aplicação na remoção de cor de efluentes têxteis.



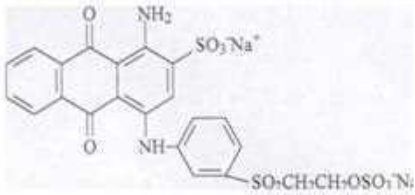
Figura 1 – Lagoa de disposição de lama vermelha, localizada no Município de Alumínio (SP-Brasil)

Estima-se que para cada tonelada de alumina produzida, aproximadamente uma ou duas toneladas de lama vermelha são geradas (Wang, S., Ang, H.M., Tadé, M.O., 2009). A composição química da lama vermelha varia extensamente e depende da natureza da bauxita. Normalmente, a bauxita original contém, ferro, titânio sob a forma de óxido e a sílica presentes na rocha matriz, bem como o alumínio que não foi extraído no processo combinado com o sódio sob a forma de um silicato hidratado de alumínio e sódio de natureza zeolítica (Pereira, S. *et al*., 2007) . Além disso, encontramos impurezas, tais como óxidos de gálio, vanádio, fósforo, níquel, cromo, magnésio, etc. (Villar, L.F.S., 2002). Outra característica bastante relevante da lama vermelha é seu pH extremamente alcalino (10,0 à 12,5) (Wang, S., Ang, H.M., Tadé, M.O., 2009) fator que tem dificultado sua aplicação industrial.

Dessa forma, pretende-se nesse estudo caracterizar a lama vermelha por difração de raios-X (DRX), microanálise por raios-X (EDS/MET), microscopia eletrônica de transmissão (MET), área específica, análise granulométrica e espectroscopia no infravermelho. E depois utilizar ativar essa lama por tratamento térmico e utilizá-la como material adsorvente do corante reativo

azul 19 (RB19), cujas características são apresentadas na tabela 1.

Tabela 1 - Características do corante reativo azul 19

C.I.	61200
Classe	Reativo
Grupo cromóforo	função antraquinona ($C_{14}H_8O_2$)
Grupo reativo	vinilsulfona ($-SO_2CH=CH_2$)
Grupo de solubilização	$SO_3^-Na^+$
$\lambda_{máx}$	590 nm
Fórmula estrutural	

Optou-se por utilizar o corante reativo RB19 porque essa classe de corantes vem sendo utilizado em escala crescente pelas indústrias têxteis, pois apresenta elevada reatividade com as fibras e estabilidade da cor, sendo de difícil remoção por técnicas convencionais de tratamento de efluentes.

A capacidade de adsorção de corante RB 19 em lama vermelha foi determinada através da construção de isotermas de adsorção e sua linearização segundo os modelos de Langmuir e Freundlich, descritos nas equações 1 e 2, respectivamente, e que permitem descrever a relação entre a quantidade de um determinado soluto adsorvido pela interface e sua quantidade remanescente na solução de equilíbrio.

$$q_e = (q_m\, k_L\, C_e)/(1+k_L\, C_e) \quad (1)$$

$$q_e = k_F\, C_e^{\,(1/n)} \quad (2)$$

onde:

q_e = quantidade de soluto adsorvido por massa de adsorvente (mg g^{-1});

C_e = concentração de equilíbrio do soluto (g L^{-1});

q_m = massa de corante adsorvida em relação à massa de material adsorvente (mg g^{-1});

k_L = constante experimental relacionada à energia de adsorção (constante de Langmuir) (L mg^{-1});

k_F = constante de Freundlich relacionada com a capacidade de adsorção ((mg g^{-1}) (L $mg^{-1})^{1/n}$);

n = constante de Freundlich relacionada à intensidade de adsorção.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Primeiramente caracterizou-se a lama vermelha in natura através das técnicas de difração de raios-X (DRX), microscopia eletrônica de transmissão (MET), microanálise por raios-X (EDS/MET) e espectroscopia no infravermelho (FTIR). Em seguida procedeu-se a ativação da lama vermelha através de calcinação em diferentes temperaturas, obtendo-se seis amostras que, posteriormente, foram analisadas para determinação da área superficial (BET), pH, textura e capacidade de adsorção, conforme metodologia descrita a seguir.

2.1. Difração de Raios-X (DRX)

Identificou-se os elementos, compostos e misturas presentes nas amostras de lama utilizando-se difratômetro Philips X´Pert

Modelo MPD (PW3050/10) com radiação K-alfa do cobre operando a 40kV e 40mA.

2.2. Microscopia Eletrônica de Transmissão (MET) e Microanálise por Raios-X (EDS/MET)

Preparou-se a lama vermelha seca em telas de cobre recobertas com carbono e, em seguida, procedeu-se a análise em microscópio eletrônico de transmissão Philips CM200, operado a 200kV, permitindo obter micrografias eletrônicas e realizar a microanálise por raios-X usando um EDS/MET.

2.3. Espectroscopia no Infravermelho (FTIR)

Para análise da lama vermelha por espectroscopia de infravermelho com transformada de Fourier (FTIR) utilizou-se a técnica de pastilha de brometo de potássio (1:100) em espectrofotômetro Jasco FTIR-410, aplicando-se como background KBr puro.

2.4. Ativação da lama vermelha

A lama vermelha utilizada como material adsorvente foi seca em estufa à 100ºC por cerca de 12 horas, para a remoção de água. Em seguida, foram separadas cinco porções de amostras, são elas:

- LV1 - não passou por nenhum tratamento posterior;
- LV2 - ativada por tratamento térmico utilizando-se mufla à temperatura de 500ºC, por um período de 2 horas;
- LV3 – ativada por tratamento térmico utilizando-se mufla à temperatura de 600ºC, por 2 horas;
- LV4 – ativada por tratamento térmico utilizando-se mufla à 700ºC por um período de 2 horas;

- LV5 – ativada por tratamento térmico utilizando-se mufla à 800ºC, por 2 horas.

2.5. Determinação do pH

Aferiu-se o pH da água deionizada para 7,0 (± 0,1), utilizando-se HCl (1N) e/ou NaOH (1N). Em frascos erlenmeyer de 125 mL foram colocadas 10g (± 0,001g) de cada amostra de lama vermelha (LV1, LV2, LV3, LV4 e LV5) e adicionou-se 25 mL de água destilada com pH aferido. O sistema foi agitado por 1 minuto e deixado em repouso por 60 minutos. Fez-se a leitura do pH em pHmetro de bancada (Qualxtron – mod. 8010) previamente calibrado.

2.6. Análise granulométrica

Utilizou-se o método da pipeta (Instituto Agronômico de Campinas,1996), que permite determinar a distribuição percentual das partículas primárias das amostras de lama vermelha pelo princípio da desagregação mecânica da amostra, dispersão e avaliação da proposta relativa das partículas primárias por sedimentação em meio aquoso.

2.7. Determinação da área superficial (B.E.T.)

As áreas superficiais específicas das amostras de lama vermelha foram obtidas através da adsorção física de nitrogênio (N_2) a baixas temperaturas, empregando a técnica B.E.T. (Brunauer-Emmett-Teller) e utilizando-se o equipamento Micromeritics – ASAP 2010.

2.8. Construção das isotermas de adsorção

Para a construção das isotermas de adsorção adicionou-se 0,2 g (± 0,001g) das amostras de lama vermelha em erlenmeyers

de 125 mL e verteu-se 50 mL de solução de corante Reativo Azul 19 (RB 19) nas concentrações 100, 500, 1000, 2000, 3000 e 5000 mg/L em cada frasco.
O experimento foi realizado em triplicata, para garantir a confiabilidade dos dados, e com pH inicial ajustado para 4,0 (± 0,1), selecionado devido a estudos preliminares e consultas bibliográficas, através da adição de HCl (1N) e/ou NaOH (1N).
Deixou-se o sistema sob agitação contínua, em mesa agitadora (Quimis – mod. Q225M), a 250 rpm por 5 horas. Após completar o tempo de equilíbrio, retirou-se alíquotas do sobrenadante e centrifugou-se a suspensão a 3500 rpm por 5 minutos (em centrífuga Centribio – mod. 80-2B).
As concentrações finais de RB 19 foram determinadas por espectrofotometria na região do UV-visível (utilizando-se espectrofotômetro Hach – mod. DR 2800), através de medidas de absorbância no comprimento de onda de máxima absorbância desse corante (590 ηm). Foram construídas isotermas de adsorção e sua linearização foi possível através dos modelos de Langmuir e Freundlich.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1. Difração de Raios-X

Os picos presentes no difratograma de raios-X da lama in natura, permitiu identificar a presença de quartzo (SiO_2), hematita (Fe_2O_3), gibsita ($Al(OH)_3$) e boemita (AlOOH), como é possível observar na Figura 2.

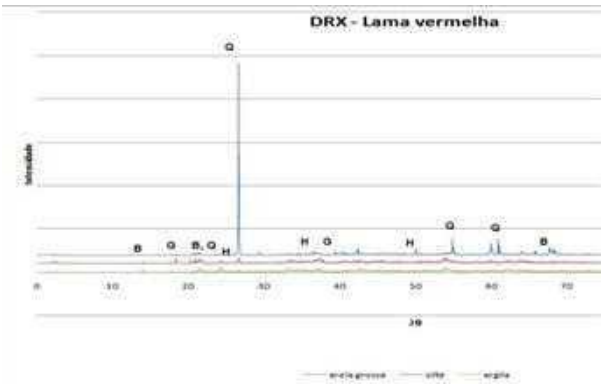
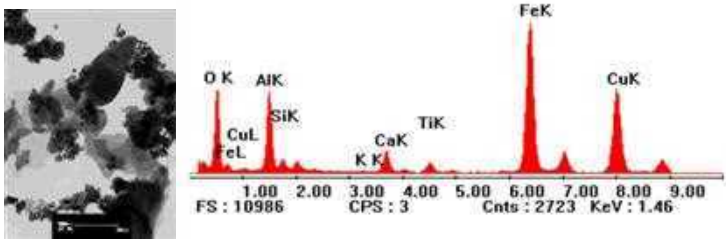


Figura 2- Difratograma de raio-X da lama vermelha in natura.

A caracterização microestrutural da lama vermelha confirma os dados encontrados na literatura. Além disso, verifica-se que os minerais de quartzo são abundantes na fração areia da lama vermelha.

3.2. Microscopia Eletrônica de Transmissão (MET) e Microanálise por Raios-X (EDS/MET)

A análise da lama vermelha através da técnica de EDS/MET mostrou-se complementar à análise por DRX, pois permitiu identificar além das estruturas cristalinas mencionadas acima, a presença de Alumínio, Ferro, Silício, Cálcio, e Titânio na lama vermelha, como mostrado na Figura 3.



(a) MET (b) EDS

Figura 3 – (a) MET; (b) EDS de partículas constituintes da lama vermelha brasileira.

Nota-se que a lama vermelha brasileira é constituída por partículas de diferentes tamanhos e formas. As partículas menores (50nm) podem ser identificadas como sendo compostas por ferro, o que mais uma vez confirma a presença de hematita na amostra. Já nas partículas maiores identifica-se a presença de silício, correspondente ao quartzo presente na lama vermelha.

3.3. Espectroscopia no Infravermelho (FTIR)

A análise da lama vermelha in natura através da técnica de espectroscopia no infravermelho por transformada de Fourier gera o gráfico de transmitância *versus* comprimento de onda, como pode-se observar na Figura 4, a seguir.

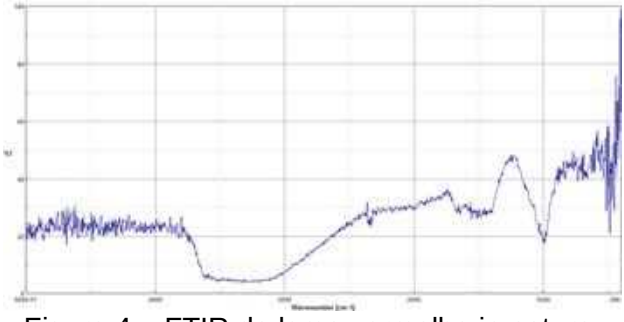


Figura 4 – FTIR da lama vermelha in natura.

Através da análise do gráfico, é possível identificar as ligações químicas presentes no material sob análise, permitindo determinar os elementos químicos presentes na amostra, conforme o comprimento de onda característico de casa composto. Desta forma, pode-se identificar com maior clareza os seguintes picos e possíveis composições:

- Pico 1 (3248 cm^{-1}): há possibilidade de associação de picos nesse intervalo característico de ligações O-H, devido à presença de água e, talvez, picos que das ligações Si-O-Al e Al-O-H;
- Pico 2 (2342 cm^{-1}): ligação C-O, devido à presença de CO_2 atmosférico;
- Pico 3 (1648 cm^{-1}): vibração de Fe-O;
- Pico 4 (1000 cm^{-1}): vibração de Si-O-Al ou Si-O;
- Pico 5 (659 cm^{-1}): vibração Si-O-Al.

Devido à superposição de picos, algumas ligações podem ficar encobertas, nos levando a uma série de possibilidades. Verifica-se novamente a presença de óxidos de ferro, silício e alumínio, além de água e a possibilidade de ligações Si-O-Al, o que pode indicar a presença de sodalita, zeólita responsável pelo maior capacidade de adsorção em materiais porosos.

3.4. Determinação do pH

O experimento de determinação de pH da lama vermelha comprovou a elevada alcalinidade desse material, 10,0 (± 0,5) tanto para a lama sem tratamento quanto termicamente tratada.

3.5. Análise granulométrica

A análise granulométrica permite classificar as amostras de lama vermelha quanto ao diâmetro médio de suas partículas, conforme mostrado na tabela 2.

Tabela 2 – Frações argila, silte e areia da lama vermelha.

Lama Vermelha	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)
Sem tratamento	35,8	57,8	6,4
Calcinação 500ºC	28,6	64,6	6,8
Calcinação 600ºC	28,6	64,5	6,9
Calcinação 700ºC	34,4	59,0	6,6
Calcinação 800ºC	29,0	63,2	7,8

De acordo com a classificação textural de solos proposta pela United States Departament of Agriculture (USDA), a lama vermelha se enquadraria como franco-argilo-siltosa, pois apresenta a maior parte das partículas com dimensões entre 0,05mm e 0,002mm, classificadas por apresentarem coesão mesmo a seco, porosidade muito pequena, intensos fenômenos de capilaridade, alguma plasticidade e existência de fenômenos de adsorção.

3.6. Determinação da área superficial (B.E.T.)

Observa-se a seguir a tabela 3, com os valores correspondentes à área superficial específica obtidos através da técnica B.E.T. aplicada às amostras LV1, LV2, LV3, LV4 e LV5 de lama vermelha.

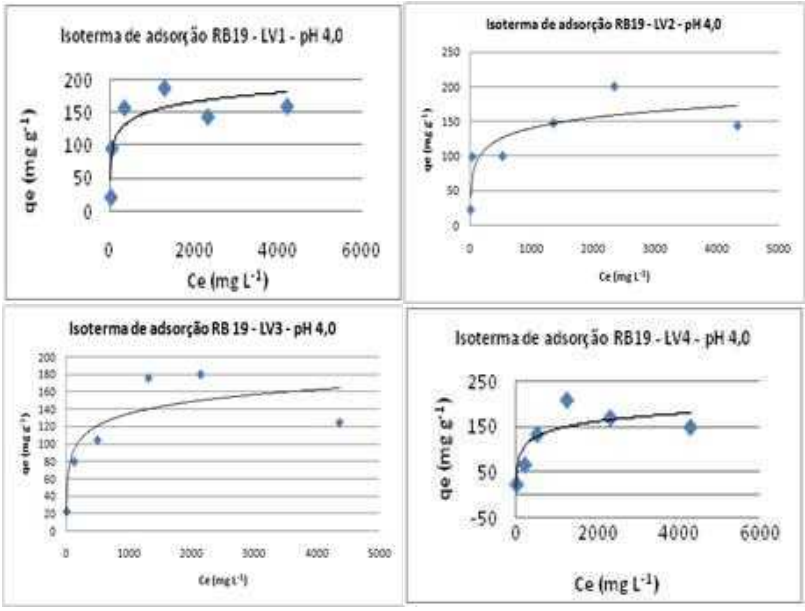
Tabela 3 – Área superficial específica das amostras de lama vermelha

Lama vermelha	Área específica (m^2/g)
Sem tratamento	17,0
Tratada à 500ºC	38,5
Tratada à 600ºC	27,3
Tratada à 700ºC	22,6
Tratada à 800ºC	16,0

A análise permite dizer que o processo de calcinação foi responsável pelo fenômeno de esfoliação das partículas da lama vermelha até a temperatura de 700ºC, propiciando a perda das moléculas de água e material orgânico do material, levando ao aumento da área superficial específica de contato, uma característica marcante em materiais cerâmicos.

3.7. Isotermas de adsorção

Na figura 5 observa-se os gráficos que descrevem o fenômeno de adsorção de RB19 em lama vermelha.



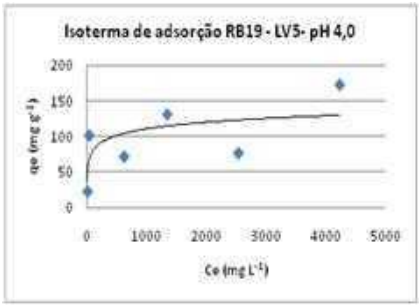


Figura 5 – Isotermas de adsorção do corante RB19 em lama vermelha sem tratamento (LV1), e tratada termicamente por calcinação em mufla à 500ºC, 600ºC, 700ºC e 800ºC, respectivamente, LV2, LV3, LV4 e LV5.

Nota-se que as isotermas atingem um patamar de adsorção, o que confirma que o tempo escolhido foi suficiente para a saturação do material adsorvente. Além disso, a forma das curvas nos indicam uma adsorção favorável, com afinidade entre o meio adsorvente e o adsorvato.
A partir da realização dos experimentos de adsorção, foi possível determinar a porcentagem de remoção de corante RB19 em solução e conseqüente adsorção em lama vermelha. Esses dados são apresentados na tabela 4.

Tabela 4 – Porcentagem de remoção do corante RB19 pela lama vermelha

Ci (mg/L)	100	500	1000	2000	3000	5000
LV1 (%)	95,0	92,9	65,7	36,7	19,8	13,1
LV2 (%)	89,4	91,2	43,3	30,5	25,7	11,8
LV3 (%)	96,6	71,9	45,7	35,0	25,2	10,3
LV4 (%)	94,4	55,9	50,6	39,9	22,5	12,1
LV5 (%)	95,9	92,2	31,6	28,1	10,7	14,0

A linearização das curvas segundo os modelos de Langmuir e Freundlich nos fornecem parâmetros que permitem entender e classificar o fenômeno de adsorção, como mostrados na tabela 5:

Tabela 5 – Parâmetros obtidos com a linearização das isotermas de adsorção segundo os modelos de Langmuir e Freundlich.

Linearização de Langmuir					
	LV1	LV2	LV3	LV4	LV5
q_m (mg g^{-1})	156,78	154,46	130,99	154,95	145,33
k_L (L mg^{-1})	1,124	0,033	-0,012	0,065	0,002
R^2	0,993	0,967	0,965	0,980	0,726

Linearização de Freundlich					
	LV1	LV2	LV3	LV4	LV5
n	3,880	3,62	3,58	3,09	4,93
k_F ($mgmg^{-1}$) (L mg^{-1})$^{1/n}$	24,632	19,28	18,26	14,05	24,92
R^2	0,867	0,858	0,950	0,945	0,780

O resíduo do ajuste (R^2) dos ajustes das retas indicam que o modelo de Langmuir é mais adequado para descrever a adsorção de RB19 lama vermelha tratada termicamente ou não, quando o pH do sistema encontra-se sob condições ácidas. Observa-se que tanto a lama sem tratamento quanto a tratada apresentaram, praticamente, a mesma capacidade de adsorção, com pequenas variações que podem não se relacionar à área específica e sim à heterogeneidade do material. Isso nos leva a crer que o tratamento térmico não foi fator preponderante no processo de adsorção e que, apenas a alteração do pH, foi fator diferencial que garantiu uma melhor capacidade de adsorção para a lama vermelha.

Pode-se dizer que o pH da solução tem fundamental importância porque a densidade de carga superficial das partículas sólidas foi alterada com essa grandeza. Segundo estudos realizados por Costa, E.T.S. *et al*. (2009) o pH no qual a densidade de carga superficial da lama vermelha in natura é igual a zero, chamado de pH de ponto de carga zero, ou pH_{pcz}, é 5,95 e corantes reativos, por serem aniônicos, só são adsorvidos quando o pH do meio em que se encontram está

abaixo do pH_{pcz} (Costa, E.T.S. et al., 2009 & Ferreira, O.P., 2001)
Além disso, acredita-se que a lama vermelha tratada não apresentou capacidade superior de adsorção em sistema com pH ácido, porque o pré-tratamento térmico tenha provocado mudanças nas superfícies do material adsorvente, devido a perdas de determinados elementos em função do aquecimento, o que conseqüentemente alterou o balanço de cargas da superfície, fazendo com que o pH_{pcz} obtido após calcinação seja de ordem ligeiramente inferior ao da lama vermelha in natura.

4. CONCLUSÃO

Conclui-se que o tratamento térmico da lama vermelha não influenciou no processo de adsorção. Entretanto, o ajuste de pH inicial, conduzindo o sistema a um pH ácido 4,0 (±0,1) foi fator preponderante para que o meio fosse favorável ao fenômeno de adsorção.
Nas condições de pH ácido, a adsorção foi mais bem descrita pela equação de Langmuir, que apresentou elevada correlação entre os dados. Os dados de adsorção de RB19 em lama vermelha com pH do sistema tamponado para 4,0 (±0,1) foram bastante satisfatórios, com capacidade de adsorção superior a diversos materiais alternativos encontrados na literatura, como a casca de eucalipto, carvão da casca de coco, serragem, microesfera de Quitosana, *Salvinia sp*, e mesocarpo do coco verde, cujas capacidades de adsorção foram determinadas por outros pesquisadores, para distintos corantes reativos.
A realização do trabalho mostrou a elevada capacidade de remoção de cor da lama vermelha, e permitiu concluir que, em condições controladas, a lama vermelha apresenta elevado potencial de aplicação como adsorvedor alternativo e de baixo custo visando a remoção da cor de efluentes têxteis.

AGRADECIMENTOS

Á FAPESP por todo apoio.

REFERÊNCIAS

Costa, E.T.S., Guilherme, L.R.G., Curi, N., Lopes, G., Visioli, L., Oliveira, L.C.A. (2009). Caracterização de subprodutos da indústria de alumínio e seu uso na remoção de cádmio e chumbo em sistemas monoelementares. *Química Nova* 32 (4), 868-874.

CPRH – Companhia Pernambucana do Meio Ambiente (2001). *Roteiro Complementar de licenciamento e fiscalização para tipologia têxtil.* http://www.cprh.pe.gov.br (acedido a 5 de junho de 2010).

Ferreira, O.P. (2001). Desenvolvimento de materiais porosos bidimensionais, à base de Al^{3+} e Mg^{2+} (Zn, Mg), para uso na remediação de efluentes têxteis. Dissertação de Mestrado em Química, Universidade Estadual de Campinas. Campinas.

IAC - Instituto Agronômico de Campinas (1996). Boletim Técnico Nº 106.

Kunz, A., Zamora, P.P., Moraes, S.G., Duran, N. (2002). Novas Tendências no Tratamento de Efluentes Têxteis. *Química Nova* 25 (1), 78-82.

Pereira, S. F., Lima, M.A., Freitas, K.H., Mescouto, C.S., Saraiva, A.F. (2007) Estudo químico ambiental do Rio Murucupi - Barbacena, PA, Brasil, área impactada pela produção de alumínio. *Ambiente e Água - An Interdisciplinary Journal of Applied Science* 2 (3), 62-82.

Valencia, C.A.V. (2007). Adsorção em carvão ativado e outros materiais. In *Anais eletrônicos da PUC-Rio*. Rio de Janeiro.

Villar, L.F.S. (2002). *Estudo do adensamento e ressecamento de resíduos de mineração e processamento de bauxita.* Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica. Rio de Janeiro.

Wang, S., Ang, H.M., Tadé, M.O. (2009). Novel applications of red mud as coagulant, adsorbent and catalyst for environmentally benign processes. *Chemosphere*, 72, 1621-1635.

CARACTERIZAÇÃO DE LAMAS DE ETAR E POSSIBILIDADE DE APLICAÇÃO NA AGRICULTURA

Caso de Estudo das ETAR da ATMAD

MATOS, C.[1]; BENTES, I.[2]

PALAVRAS-CHAVE: Caracterização de Lamas de ETAR, Lamas de ETAR, Valorização agrícola.

RESUMO

Os principais resíduos provenientes das estações de tratamento de águas residuais (ETAR) são as lamas, um material semi-sólido, rico em matéria orgânica e constituído maioritariamente por água. Podem também conter elementos poluentes, tóxicos e contaminantes.

As grandes problemáticas associadas a este resíduo relacionam-se com o seu transporte e manuseamento dada a baixa concentração em sólidos e, principalmente, com a sua deposição. Após o tratado de Helsínquia a sua deposição no oceano passou a ser proibida e, em Portugal, desincentiva-se a sua deposição em aterros.

Têm sido exploradas algumas tecnologias térmicas, nomeadamente a incineração e a compostagem sendo esta última uma forma de tratamento que permite a deposição nos solos das lamas de ETAR para valorização agrícola.

A valorização agrícola das lamas deve ser cuidadosamente controlada, uma vez que a sua aplicação pode originar a poluição dos solos e das águas superficiais e subterrâneas com metais pesados, a contaminação dos cursos de água e das águas subterrâneas pela presença de microrganismos patogénicos com os riscos inerentes para a saúde pública.

No presente trabalho caracterizaram-se as lamas produzidas em 16 ETAR pertencentes ao universo das Águas de Trás-os-Montes e Alto Douro (ATMAD) e analisou-se a possibilidade da sua aplicação na agricultura.

[1] Cristina Matos, Departamento de Engenharias, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Apartado 1013, 5001-801 Vila Real, Portugal. E-mail: crismato@utad.pt; Tel: (+351) 259350356; Fax: (+351) 259350356

[2] Departamento de Engenharias, UTAD, ibentes@utad.pt

1. INTRODUÇÃO

Nas Estações de Tratamento de Águas Residuais (ETAR), durante o tratamento de efluentes domésticos, são produzidas lamas de depuração que resultam, essencialmente, da matéria orgânica extraída ao efluente e também do crescimento de microrganismos (material biológico não estabilizado) (ABES, 2002). Na União Europeia existem três destinos principais para as lamas: reciclagem (50%), incineração (18%), depósito em aterro (25%) e outros (7%). A nível nacional, cerca de 70% das lamas produzidas são encaminhadas para aterro e apenas 30% são aplicadas na agricultura (valorização), sendo que a valorização das lamas representa uma percentagem muito baixa quando comparada com países como o Luxemburgo (≈70%) e a Dinamarca (≈60%).

A legislação em Portugal aponta, por um lado, para a minimização, sempre que possível, da quantidade de resíduos a depositar em aterro e, por outro lado, a garantir a protecção da saúde pública através do controlo dos organismos patogénicos e da quantidade de metais pesados adicionada aos solos agrícolas quando se aplicam as lamas nos solos. A forma de destruir ou reduzir os patogénicos nas lamas é a pasteurização, a incineração, a pirólise, a adição de cloro e a radiação, entre outros. No entanto, a compostagem é considerada como sendo a alternativa mais viável, financeira e ambientalmente.

A aplicação, aos solos agrícolas e florestais, de lamas de ETAR é um modo de as valorizar que, nos dias de hoje, tem especial interesse tanto ao nível da conservação do ambiente como a nível económico. Com a compostagem ocorre a promoção da reciclagem de nutrientes como o azoto, o fósforo e o potássio, que são necessários ao crescimento das plantas e conduz a quantidades significativas de matéria orgânica que vão contribuir para a melhoria das características físicas e químicas do solo, assim como, para o desenvolvimento dos microrganismos existentes no solo. Porém, existem alguns riscos associados a esta aplicação, designadamente a presença de substâncias tóxicas, como é o caso de metais pesados, boro e micropoluentes orgânicos. Estas substâncias, ao acumularem-se no solo, atingem níveis que passam a ser nocivos directamente para as plantas e para os microrganismos do solo, ou, caso estas os assimilem, passam a ser perigosos para o homem ou para os animais que os ingerem.

A possibilidade de aplicação de uma lama no solo depende da concentração em metais pesados para os quais a legislação estabelece valores máximos (Decreto-Lei nº 118/2006 de 21 de Junho). Os metais pesados (Cu, Zn, Cd, Cr, Pb, Ni, Hg) podem causar graves problemas de poluição, em particular no que se refere quer às águas superficiais e subterrâneas quer à toxicidade para os microrganismos úteis do solo. Na verdade, os metais pesados, excepção feita ao cobre e ao zinco, que constituem micronutrientes, não são elementos essenciais para as plantas. De facto, todos os metais pesados são fitotóxicos, no entanto, os fenómenos de toxicidade só têm significado real quando tais elementos se apresentem no solo em elevadas concentrações (não devendo ultrapassar os valores máximos regulamentares propostos no Decreto-Lei nº 118/2006 de 21 de Junho), e/ou com elevada biodisponibilidade, o que depende do comportamento que as suas combinações químicas têm nos solos.

As lamas de ETAR contêm, geralmente, uma grande quantidade de microrganismos, muitos deles susceptíveis de provocar doenças, os microrganismos patogénicos, que podem ser

bactérias, vírus, protozoários ou helmintos. A aplicação agrícola das lamas de ETAR pode criar condições de exposição do Homem a este tipo de microrganismos pondo em risco a saúde pública. As bactérias patogénicas podem causar doenças do tracto gastrointestinal como a febre tifóide e paratifóide, a desinteria, a diarreia e a cólera. No que diz respeito aos helmintos, estes podem causar ascaríase e teníase.

Pelas razões acima apontadas, considerou-se que seria relevante para a caracterização das lamas em estudo a análise dos seguintes parâmetros: Coliformes Totais, Coliformes Fecais, Escherichia coli, Salmonelas e Ovos de Helmintos como indicadores de poluição fecal.

Os Coliformes, dado o seu grande número e facilidade de identificação constituem um parâmetro indicador de poluição bacteriana. Os Coliformes Totais reúnem um grande número de bactérias, entre elas as fecais e outras que podem existir nos solos e nos vegetais. Assim, uma amostra com resultado positivo de Coliformes Totais pode não ter entrado em contacto com fezes. Os valores típicos para os Coliformes Totais em lamas mistas de ETAR variam entre $3.8x10^7$ e $1.1x10^9$ Organismos/grama de matéria seca (Org/g MS) (Lue-Hing C. *et al*, 1998).

Os Coliformes Fecais entre eles a Escherichia coli, são bactérias que aparecem exclusivamente no tracto intestinal dos vertebrados, entre eles o homem e dificilmente se multiplicam fora deste meio. Os valores típicos para os Coliformes Fecais em lamas mistas de ETAR variam entre $1.9x10^5$ e $1.9x10^6$ Org/g MS. Estima-se que os coliformes fecais tenham uma semi-vida nos solos de 2 a 150 horas (Lue-Hing C. *et al*, 1998).

As salmonelas são bactérias altamente patogénicas cujos valores típicos numa lama mista variam entre 7 e 290 Org/g MS. A sua semi-vida em solos é de 2 a 185 horas (Lue-Hing C. *et al*, 1998).

Os Ovos de Helmintos são ovos de parasitas intestinais cujos valores típicos numa lama mista variam entre 0 e 50 Org/g MS. A sua semi-vida em solos é de 2 a 7 anos, sendo de todos os microrganismos referidos, os mais resistentes.

Tendo em conta as condições anteriores, a quantidade máxima de lamas a aplicar, por regra, não deve exceder as 6 ton/ha por ano. Dever-se-á proceder à incorporação da lama no solo no prazo máximo de 48 horas após a aplicação.

Neste trabalho, caracterizaram-se as lamas produzidas em 16 ETAR pertencentes ao universo ATMAD e efectuou-se uma análise acerca da possibilidade da sua aplicação na agricultura.

2. DESCRIÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO

As ETAR que constituíram objecto deste estudo fazem parte do universo de ETAR a cargo da empresa Águas de Trás-os-Montes e Alto Douro (ATMAD) e são as seguintes: Vila Real, Mesão Frio, Resende, Lamego, Mondim da Beira (Tarouca), Ribeira de Pena, Mirandela, Vila Flor, Macedo de Cavaleiros, Rebordelo (Vinhais), Bragança, Vinhais, Freixo de Espada à Cinta, Sabrosa, Murça e Sanfins do Douro, todas situadas em Trás-os-Montes e Alto Douro (Figura 1).

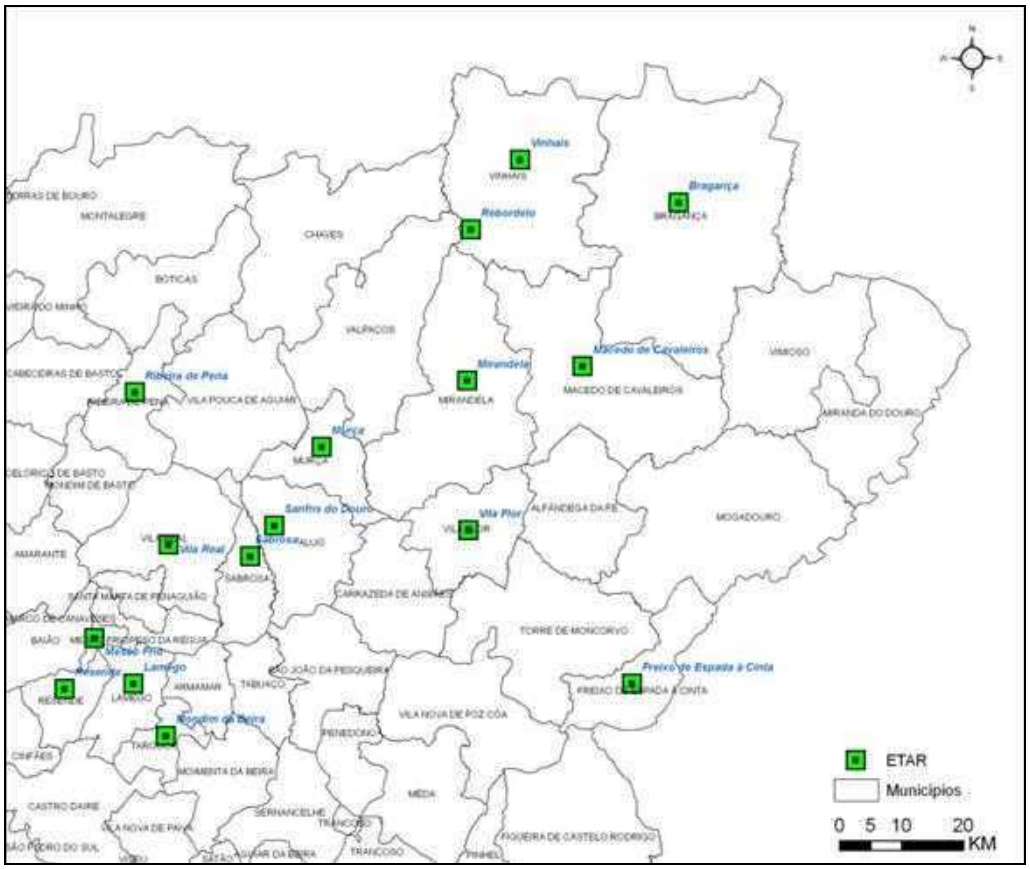


Figura 1: Enquadramento geográfico da área em estudo com a localização das ETAR.

A maioria das ETAR situa-se perto dos aglomerados que servem e junto a linhas de água onde é efectuada a descarga do efluente pós tratamento. Regra geral, a maioria das ETAR são de pequena/média dimensão e situam-se em zonas predominantemente rurais onde a actividade industrial é praticamente inexistente.

Sumariamente, poder-se-á dizer que a maioria das ETAR utiliza para tratamento da fase líquida o sistema de lamas activadas (54%), 31% utiliza o tanque Imhoff seguido de leitos percoladores e 15% utiliza somente leitos percoladores (Gráfico 1).

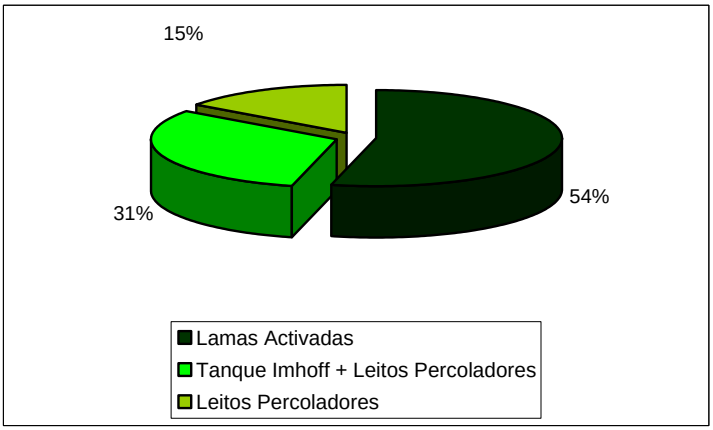


Gráfico 1: Distribuição percentual das diversas ETAR pelos tipos de tratamento utilizado para a fase líquida.

Relativamente ao tratamento da fase sólida, verifica-se que 59% das ETAR efectua o tratamento das lamas com base no sistema de digestão anaeróbia a frio seguida de desidratação, sendo os restantes 41% distribuídos praticamente de igual forma por digestão anaeróbia mesófila seguida de desidratação, digestão aeróbia seguida de desidratação, espessamento e desidratação, leitos de secagem e digestão aeróbia seguida de desidratação e higienização (Gráfico 2).

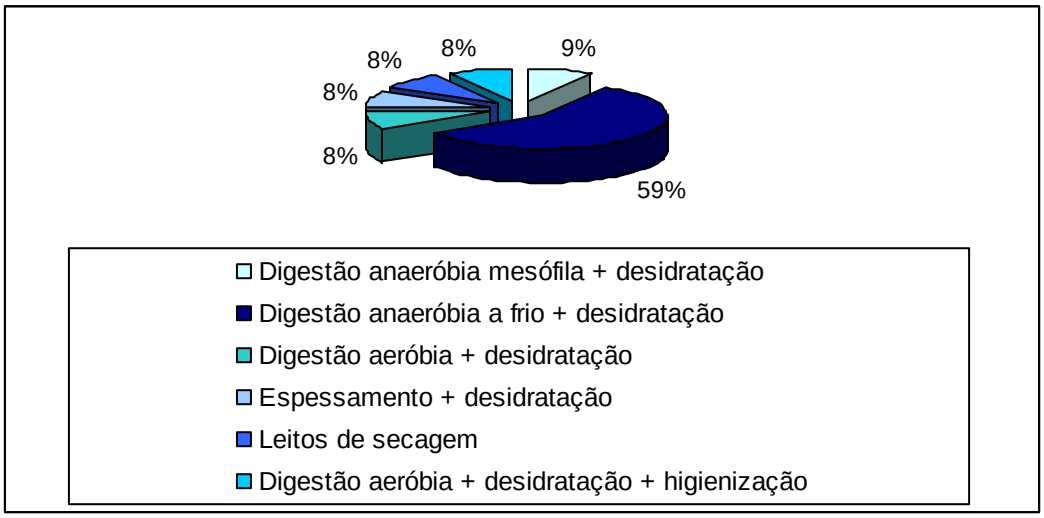


Gráfico 2: Distribuição percentual das diversas ETAR pelos tipos de tratamento utilizado para a fase sólida.

3. METODOLOGIA

Para se proceder à caracterização qualitativa das lamas produzidas realizaram-se 2 campanhas de amostragem onde se analisaram diversos grupos de parâmetros, que se dividiram em parâmetros obrigatórios, parâmetros facultativos de valor agronómico e parâmetros microbiológicos. Os parâmetros obrigatórios (PO) definidos pelo Decreto-Lei n.º 446/91 de 22 de Novembro, são o teor de matéria seca, o teor de matéria orgânica, o valor de pH, o teor de azoto total, os teores de azoto nítrico e amoniacal, o teor de fósforo total e

os teores de cádmio, níquel, chumbo, mercúrio, zinco, cobre e crómio. Os parâmetros facultativos de valor agronómico (PFVA) são o valor da condutividade eléctrica, o teor de potássio total, o teor de cálcio total, o teor de magnésio total, o teor de enxofre, o teor de carbono orgânico solúvel, o teor de azoto orgânico solúvel e os teores de boro e ferro. Os parâmetros microbiológicos (PM) compreendem os coliformes totais, as salmonelas e a *Escherichia coli*.

Durante o mês de Março de 2005 foi executada a primeira campanha de amostragem correspondente ao período de Inverno e efectuadas as análises físico-químicas correspondentes aos PO e aos PFVA das lamas.

Durante o mês de Setembro de 2005 foi executada a segunda campanha de amostragem correspondente ao período de Verão e efectuadas as análises físico-químicas correspondentes aos PO e aos PFVA das lamas e as análises microbiológicas.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os valores obtidos nas duas campanhas de amostragem apresentam-se nos Quadros 1 e 2.

Quadro 1: Valores das análises efectuadas na primeira campanha de amostragem.

Parâmetros		Valor limite legal	ETAR												
			Vila Real	Ribeira Pena	Mesão Frio	Resende	Mondim Beira	Lamego	Macedo	Bragança	Vinhais	Rebordelo	Mirandela	Vila Flor	Freixo Espada Cinta
pH água			7,75	6,54	7,09	6,71	6,29	7,3	7,74	12,89	6,95	7,39	7,48	7,99	5,97
humidade	g kg-1		859,5	884,6	823,3	890	181,7	872,3	684,7	671	877,9	812,7	834,6	915,8	899
mat org*	g kg-1		604,4	547,7	474,1	571,3	308,8	519,8	530,8	570,3	570	541,2	554,6	434,1	556,2
N total*	g N kg-1		59,1	62	26,9	59,5	19,1	64,4	34,2	22,2	36,2	39,3	47,4	32,9	41,8
P total*	g P kg-1		17,5	18	11,1	14,9	6,4	21	10,4	4,4	6,7	6,5	12,8	14	11,4
N nitrico**	mg N kg-1		**0,67**	**< 0.1**	**< 0.1**	**< 0.1**	**94,4**	**< 0.1**	**< 0.1**	**0,5**	**0**	**< 0.1**	**0,1**	**0,2**	**< 0.1**
N amoniacal**	mg N kg-1		**195,8**	**798**	**224,5**	**405,4**	**223,1**	**828,7**	**804,8**	**42,1**	**381**	**295,3**	**740,6**	**671,4**	**193,3**
cadmio*	mg Cd kg-1	20	1	0,5	1,5	1,5	1,5	1	1	1,5	1,5	1	2	2	2
cobre*	mg Cu kg-1	1000	89	126	329	94	60	120	52	30	71	132	34	94	48
níquel*	mg Ni kg-1	300	12	10	31	13,5	60,5	10,5	47,5	21	40,5	27	23,5	25,5	17,5
chumbo*	mg Pb kg-1	750	75	17	36,5	27	40,5	29,5	37,5	32,5	41	44,5	39,5	48,5	37,5
zinco*	mg Zn kg-1	2500	290	90	430	240	430	270	370	140	320	480	370	740	300
mercúrio*	mg Hg kg-1	16	0,2	0,3	0,2	0,3	0,2	0,1	0,2	0,2	0,3	0,2	0,3	0,3	0,2
crómio*	mg Cr kg-1	1000	18	10,5	17	12	55	7,5	28	6,5	22,5	18,5	11	18	6,5
carbono	g C/Kg		350.6	317.7	275	331.4	179.1	301.5	307.9	330.8	330.6	313.9	321.7	251.8	322.6
teor de potássio *	g K kg-1		6,3	8,4	7,35	6,65	7,35	3,15	4,2	1,18	2,1	3,5	6,3	9,1	3,15
teor de cálcio *	g Ca kg-1		10,66	2,88	6,35	5,46	5,66	5,92	10,63	55,85	16,45	5,76	27,03	16,19	7,04
teor de magnésio *	g Mg kg-1		2,3	1,79	2,81	2,55	1,79	1,17	2,81	0,82	1,91	0,92	1,66	1,66	0,77
teor de enxofre *	g S kg-1		0,54	0,6	0,56	0,17	0,47	0,29	0,29	0,46	0,71	0,32	0,69	0,45	0,24
teor de boro *	mg B kg-1		23,4	20,5	34,4	18,3	16,2	18,5	27,3	14,9	26,6	17,7	27,7	48	16,4
teor de ferro *	mg Fe kg-1		610	980	7700	4920	7000	3320	5500	1420	6900	4260	4400	7700	3310
teor de manganês *	mg Mn kg-1		64	48	99	92	151	64	250	33	113	61	135	240	108

*Na matéria seca

**Na matéria original

Quadro 2: Valores das análises efectuadas na segunda campanha de amostragem.

Parâmetros		Valor limite legal	ETAR												
			Vila Real	Ribeira Pena	Mesão Frio	Resende	Mondim Beira	Lamego	Macedo	Vinhais	Rebordelo	Mirandela	Sabrosa	Sanfins	Murça
pH água			7,6	6,8	7,9	8	7,1	6,9	8	8,2	7,4	**7,8**	6,8	7,5	6,8
humidade	g kg-1		844,7	833,6	856,3	875,6	177,8	777,4	820,8	782,1	756,4	777,9	806,5	686	857,9
mat org*	g kg-1		630,5	557,2	529,6	582,7	458,2	588,7	522	533,9	448,4	451,7	603,1	565,6	524,6
N total*	g N kg-1		64	50,9	35,3	53,2	33	47	25,6	21,1	29,4	7,5	54,7	59,8	40,5
P total*	g P kg-1		15,5	11,4	12,7	14,6	13,1	27,3	6,8	6	7,2	2	16,6	32,2	25,1
N nitrico**	mg N kg-1		0,3	1	0,4	8,3	13,7	218,6	0,9	0	-0,9	0,6	2,7	47,9	2,9
N amoniacal**	mg N kg-1		1346,9	184,7	431,1	1176,6	2689,2	1757	651,8	680	824,8	653,8	61,6	2659,7	87,1
cadmio*	mg Cd kg-1	20	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	2	2	2
cobre*	mg Cu kg-1	1000	204	432	942	391	231	410	137	298	353	263	170	216	291
níquel*	mg Ni kg-1	300	19	67	25	48	78	27	102	111	179	114	8	9	24
chumbo*	mg Pb kg-1	750	231	41	81	63	78	57	61	83	65	72	80	72	70
zinco*	mg Zn kg-1	2500	610	620	1360	550	1660	640	690	730	910	960	720	980	1400
mercúrio*	mg Hg kg-1	16	0,12	0,1	0,18	0,21	0,17	0,21	0,1	0,2	0,15	0,15	0,12	0,1	0,16
crómio*	mg Cr kg-1	1000	20	20	19	21	35	21	51	27	113	52	24	29	25
Condutividade	1:5 dS/m		1,642	0,225	0,454	1,528	2,492	1,173	0,43	0,93	1,057	0,659	0,452	3,492	0,197
carbono	g C/Kg		365,7	323,2	307,2	338,0	265,8	341,5	302,8	309,7	260,1	262,0	349,8	328,1	304,3
teor de potássio *	g K kg-1		1,75	7,35	8,4	8,4	7	1,4	4,55	2,1	2,8	6,3	11,9	15,4	11,9
teor de cálcio *	g Ca kg-1		21,7	6,9	15,9	13,6	16,3	9,1	21,3	22,7	11,4	26	13,9	16,5	21,3
teor de magnésio *	g Mg kg-1		2,14	3,06	3,57	4,08	2,04	2,04	5,1	6,12	2,24	3,06	3,06	5,1	4,59
teor de enxofre *	g S kg-1		4,32	2,84	3,35	2,97	3,77	3,46	3,08	3,03	3,04	4,07	2,69	4,57	3,33
teor de boro *	mg B kg-1		25,4	14,4	27,8	21,2	13,2	14,2	19,1	24	18,6	9,9	18,6	18,2	27,1
teor de ferro *	mg Fe kg-1		2660	4770	8860	4690	5290	5140	7740	9640	4510	6480	3460	4350	10580
teor de manganês *	mg Mn kg-1		160	128	179	179	320	121	425	293	127	282	102	249	325
teor de C solúvel -	g C kg-1		160,2	46,3	31,9	296,2	348,9	111,2	76,7	237,7	155,7	134,5	6,4	803,1	10,4
teor de Norg solúvel -	g N kg-1		212,2	10,6	50,6	152,7	222,8	151	55,4	93,8	91,7	98,2	44,7	331,9	6,4

*Na matéria seca

**Na matéria original

A análise dos resultados obtidos foi feita partindo do pressuposto de que as ATMAD pretendiam a valorização agrícola e/ou florestal das lamas.

As lamas que fazem parte da primeira campanha de amostragem constituem um material homogéneo, sem inertes, com um pH médio de 7,07 (o cálculo da média não incluiu as lamas da ETAR de Bragança), com um elevado teor de humidade, valor médio de 79,6% (com excepção das lamas da ETAR de Mondim da Beira que apresentam teores de humidade muito inferiores eventualmente fruto do tipo de desidratação a que foram submetidas) e com um teor médio de matéria orgânica da ordem dos 52%.

No que se refere à segunda campanha de amostragem, estes três parâmetros analíticos não variam muito. Assim, neste caso, as lamas apresentam um pH médio de 7,44, um teor de humidade médio da ordem dos 80,63% e um teor médio em matéria orgânica de 53,8%. Não se verificam, portanto, grandes diferenças entre a campanha de Verão e de Inverno, relativamente a estes parâmetros.

Em Portugal, dado o largo predomínio de solos ácidos, em particular na região de Trás-os-Montes e Alto Douro, a deposição das lamas nos solos poderia funcionar como corrector de acidez, melhorando o solo e as condições de crescimento das plantas, uma vez que o solo ideal para a maior parte das espécies deverá ter um pH entre 5 e 6 (Quelhas dos Santos, 1996; Quelhas dos Santos, 2001; Cerqueira J., 2001). O facto das lamas fazerem subir o pH, acarreta uma vantagem adicional, que é a diminuição da biodisponibilidade e da mobilidade dos metais pesados. A dinâmica dos metais é bastante influenciada pelo pH do solo, sendo que a legislação em vigor fixa, por isso, valores-limite para as concentrações de metais pesados no solo variáveis com o pH. As lamas de Bragança, demonstram ter um pH muito elevado (12,89), sendo prejudicial para os solos e para as plantas, uma vez que os torna muito alcalinos e diminui a biodisponibilidade de alguns nutrientes, nomeadamente do fósforo e dos micronutrientes. Não se aconselhava, portanto, sem que se efectuasse a verificação deste parâmetro.

No que diz respeito à matéria orgânica, as lamas apresentam um teor bastante elevado de matéria orgânica.

As lamas de ETAR possuem geralmente uma relação C/N baixa, da ordem dos 7, sendo que o teor de carbono ronda, tipicamente, os 310 g/Kg MS, e o teor em azoto orgânico ronda os 45 g/Kg MS. Embora não se disponham de dados adicionais referentes ao seu grau de humificação, os valores da razão C/N, (Quadro 3) levam a admitir que se trata de uma matéria orgânica já bastante estabilizada pois a relação C/N é inferior a 20, à excepção da lama da ETAR de Mirandela que apresenta uma relação C/N de 57,54. Atendendo ainda ao valor da relação C/N, estas lamas, quando aplicadas no solo podem contribuir para o melhoramento da sua actividade microbiana através da melhoria do ciclo do carbono. Se a relação C/N for inferior a 20 a lama contém mais azoto do que o necessário à sobrevivência dos microrganismos. Neste caso a libertação do azoto em formas minerais dá-se rapidamente, sendo que este fica de imediato disponível para as plantas. Se a relação C/N for superior a 25, dá-se uma imobilização do azoto mineral, não sendo aconselhável a realização de sementeiras senão passando o período mais intenso de imobilização do azoto mineral, ou então deverá ser aplicado azoto adicional de modo a evitar a carência deste nutriente para as plantas (Varennes, A., 2003).

Quadro 3: Relação Carbono Azoto (C/N) nas lamas

ETAR	1ª campanha		2ª campanha	
	Norg = Nt-Nmin (g/Kg ms)	C/N	Norg = Nt-Nmin (g/Kg ms)	C/N
Freixo E. à Cinta	39,89	8,09		
Vila Flor	24,92	10,1		
Mirandela	42,92	7,5	111,05	0,09
Rebordelo	37,72	8,32	175,62	0,11
Vinhais	33,08	9,99	107,88	0,22
Bragança	22,07	14,99		
Macedo C.	31,65	9,73	98,36	0,19
Lamego	57,91	5,21	18,12	0,78
Mondim da Beira	18,71	9,57	74,71	0,18
Resende	55,81	5,94	38,48	0,55
Mesão Frio não espessadas	26,71	10,95		
Mesão Frio espessadas	25,63	10,73	22	1,26
Ribeira de Pena	55,08	5,77	65,88	0,22
Vila Real	57,7	6,08	10,33	2,46
Sabrosa			7,67	2,43
Sanfins			0,38	48,27
Murça			23,37	1,16

A matéria orgânica, tendo origem em seres vivos, contém todos os elementos nutritivos que são indispensáveis às culturas, embora não necessariamente nas quantidades e formas químicas exigidas pelas diferentes plantas. Ao mineralizar-se, para além de nutrientes e dióxido de carbono (com efeito solubilizante em relação a compostos que têm também nutrientes mas em formas insolúveis), liberta compostos que vão originar substâncias húmicas, em particular os ácidos fúlvicos e os ácidos húmicos. Estas substâncias vão aumentar a capacidade de troca catiónica do solo, diminuindo a lixiviação de catiões, a salinização do solo e aumentando o poder tampão. Os compostos formados durante a mineralização da matéria orgânica, podem originar, juntamente com os metais pesados, substâncias insolúveis, contrariando os efeitos adversos daqueles metais nas plantas, microrganismos e águas, uma vez que desta forma diminuem a sua biodisponibilidade. Em consequência da formação de compostos húmicos, também designada humificação, há uma melhoria significativa da estrutura do solo, por acção aglutinante destes compostos no solo, contribuindo para a regularização dos movimentos da água e do ar, originando um melhor equilíbrio entre a fase líquida e a fase gasosa.

A concentração total de sais, ou salinidade, é expressa em termos da condutividade eléctrica. Na ausência de indicadores para as lamas, usam-se como referência os valores usados para a água de rega. A água com baixa salinidade (<0,75 dS/m) pode ser usada para a rega de todas as culturas sem que ocorram riscos de acumulação de sais no solo, desde que ocorra alguma lixiviação. O risco de salinização é crescente quando a condutividade é superior a 0,75 dS/m. A água com risco de salinização médio ou alto (0.76-3

dS/m) só deverá ser usada em quantidades moderadas, para rega de plantas tolerantes à salinidade, e desde que exista lixiviação suficiente em cada rega. Para valores superiores a 3 dS/m a água não deverá ser usada para rega, porque ocorrerá salinização do solo se for utilizada durante vários anos, mesmo que o solo à partida não seja salino. As lamas de Ribeira de Pena, Mesão Frio, Macedo de Cavaleiros, Mirandela, Sabrosa e Murça, apresentam segundo aquela escala, baixa salinidade, podendo ser aplicadas sem elevado risco de acumulação de sais no solo. As lamas de Vila Real, Resende, Mondim da Beira, Lamego, Vinhais e Rebordelo apresentam risco médio ou alto de salinidade, sendo que a sua aplicação deve ser cuidada e acompanhada de grandes quantidades de água para aumentar a lixiviação e assim diminuir o risco de acumulação de sais no solo. As lamas provenientes da ETAR de Sanfins possuem alto risco de salinidade, sendo que à partida não será aconselhada a sua aplicação.

Todas as lamas das ETAR em estudo apresentam valores de metais pesados inferiores aos limites máximos regulamentares, não existindo nenhum impedimento legal para que estas lamas possam ser aplicadas em terrenos agrícolas. Terá, no entanto, que se ter em consideração todos os parâmetros que condicionam a sua aplicação nomeadamente as características dos solos. É interessante reparar que, os valores mais elevados se verificam sempre na segunda campanha, correspondente ao período de Verão. É, portanto aconselhável um cuidado mais apertado com a monitorização das lamas durante o período de Verão. É importante reparar que os elementos que demonstram ter uma variação significativa com a estação do ano, rejeitando-se à partida alguma variação no tratamento, são o cobre, o níquel, o zinco e o chumbo, tendo todos um valor superior no verão.

Estas lamas possuem uma elevada quantidade de elementos nutritivos que são importantes em aplicações agrícolas. Os elementos nutritivos podem ser absorvidos em maior ou menor quantidade pelas plantas, sendo por isso classificados em Macronutrientes e Micronutrientes. Os primeiros, onde se incluem o azoto (N), o fósforo (P), o potássio (K), o cálcio (Ca), o magnésio (Mg) e o enxofre (S), são absorvidos em maiores quantidades e não são em geral fitotóxicos, dividindo-se em macronutrientes principais (N,P,K) e macronutrientes secundários (Ca, Mg, S). Os segundos, onde se incluem o ferro (Fe), o manganês (Mn), o zinco (Zn), o cobre (Cu), o boro (B), o molibdénio (Mo) e o cloro (Cl), são absorvidos em menores quantidades e são susceptíveis de causar fitotoxicidade. As lamas apresentam quantidades apreciáveis de nutrientes, nomeadamente de azoto de fósforo, de potássio e de cálcio. Este facto constitui uma vantagem para a aplicação das lamas nos solos, uma vez que a existência destes nutrientes contribui para a sua reciclagem, maioritariamente do azoto e do fósforo.

Tendo em consideração o valor da razão C/N, não é de esperar que a aplicação destas lamas determine imobilizações temporárias de azoto mineral, com excepção das lamas da ETAR de Mirandela, como já foi dito. Nestas lamas, os inconvenientes em termos de poluição, podem associar-se ao ião NH^{4+} (azoto amoniacal) que apresenta valores relativamente elevados, no entanto esta poluição só acontece quando este elemento se mineraliza, o que acontece com frequência, ou quando se lixívia, o que, nesta forma é pouco provável. O teor de azoto na forma de NO^{3-} (azoto nítrico), tem normalmente um significado agronómico desprezável, uma vez que, a sua facilidade em formar compostos solúveis, permite a sua transferência para as águas residuais provenientes da separação de lamas, o que pode constituir uma desvantagem em termos ambientais.

Para além do azoto, as lamas têm também teores relativamente elevados de fósforo, dada a sua facilidade em formar compostos químicos pouco solúveis, pelo que a aplicação das lamas na agricultura permitirá a reciclagem de importantes quantidades daquele nutriente.

Ao contrário do que se verifica com o azoto e o fósforo, os teores de potássio das lamas são bastante baixos, o que é de esperar, uma vez que forma compostos solúveis que são transferidos para as águas residuais. Este desequilíbrio das lamas, em desfavor do potássio, deverá ser tomado em consideração na planificação global de uma fertilização.

Os teores em cálcio das lamas, em consequência dos compostos usados na estabilização, são bastante elevados. Uma vez que este elemento forma geralmente compostos de natureza alcalina, os valores de pH como se pode verificar são elevados.

Os restantes parâmetros de valor agronómico, apresentam-se em quantidades bastante pequenas, o que se revela pouco importante para a valorização agronómica das lamas.

A análise dos parâmetros microbiológicos revelou-se bastante difícil, uma vez que a literatura existente não é muito consistente e clara no que concerne aos limites aconselháveis para a deposição das lamas para fins agrícolas. Com efeito, a análise dos resultados obtidos (Quadro 4) revela, como seria de esperar, valores positivos e elevados de microrganismos patogénicos. No entanto, verifica-se que é curta a sobrevivência destes microrganismos no solo excepto o caso dos ovos de helmintos dos quais não se dispõe de resultados. Pelo facto da sobrevivência dos microrganismos atrás referidos ser pequena, as lamas têm vindo a ser utilizadas em solos agrícolas sem impedimentos legais.

Quadro 4: Valores das análises microbiológicas efectuadas na segunda campanha de amostragem.

Parâmetros	Unidades	Valor limite legal	ETAR												
			Vila Real	Ribeira Pena	Mesão Frio	Resende	Mondim Beira	Lamego	Macedo	Vinhais	Rebordelo	Mirandela	Sabrosa	Sanfins	Murça
Coliformes totais	N*10^6/kg resíduo		30	12,9	18	3,5	170	30	7,4	80	50	**25**	64	20	45
E. Coli	N*10^6/kg resíduo		32	5,8	8	0,2	130	10	0,8	30	13	6	4,6	10	7
Salmonella	±/20 ml		+	-	-	-	+	-	-	+	-	-	+	-	+

5. CONCLUSÕES

A análise efectuada das lamas de ETAR que constituem o objecto deste projecto, permitem tirar as seguintes conclusões:

- Atendendo às características das lamas a sua deposição em solos florestais ou agrícolas contribui para a melhoria das suas características por incremento do pH nos solos ácidos, por adição de nutrientes e por adição de matéria orgânica que aumenta o seu valor agronómico e melhora a sua estrutura.
- As lamas provenientes da ETAR de Bragança, durante a primeira campanha de amostragem, apresentaram valores muito elevados de pH que condicionam a sua

aplicação no solo. No entanto, é provável que a qualidade destas lamas se tenha modificado em consequência das alterações feitas na ETAR pela ATMAD.

- As lamas das restantes ETAR não apresentam restrições legais à sua aplicação nos solos.
- Na segunda campanha de amostragem os valores dos metais pesados aumentaram, sendo mais significativos, os aumentos do cobre em Mesão Frio, do zinco em Mondim da Beira e do Níquel em Rebordelo. Será de considerar, nos casos em que se verifiquem valores elevados de metais pesados, a sua acumulação no solo, devido a aplicações sucessivas.
- As lamas da ETAR de Sanfins possuem um valor de condutividade eléctrica superior ao das restantes estações, sendo de recomendar a monitorização deste parâmetro, pois valores elevados de condutividade eléctrica aumenta os riscos de salinização do solo.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem às ATMAD a possibilidade de ver publicado este estudo.

BIBLIOGRAFIA

ABES, 2002. Biossólidos na agricultura. Escola politécnica USP; ESALQ- USP/Nupegel; UNESP- Jaboticabal.

Cerqueira Joaquim, 2001. Solos e Clima em Portugal. 2ª Edição. Clássica Editora. ISBN: 972-561-324-4.

Decreto-Lei nº 118/2006 de 21 de Junho

Lue-Hing. C., *et al*, 1998. Municipal Sewage Sludge Management: A reference text on processing, utilization and disposal. Volume 4. Second Edition Technomic Publishing CO Inc..

Metcalf and Eddy, 2003. Wastewater Engineering- Treatment, Disposal and Reuse. MacGraw-Hill. Inc.. Fifth Edition.

Quelhas dos Santos, 1996. Fertilização - Fundamentos de utilização de adubos e correctivos. Colecção EuroAgro, 2ª Edição. Publicações Europa-América. Depósito legal nº 98215/96.

Quelhas dos Santos, 2001. Fertilização e Ambiente. Reciclagem agro-florestal de resíduos e efluentes. Publicações Europa-América. Depósito legal nº 164527/01.

Varennes, A.,2003. Produtividade dos solos e Ambiente. Escolar Editora. ISBN: 972-592-156-9

CERTIFICAÇÃO DE CONFORMIDADE TÉCNICA DE INSTALAÇÕES PREDIAIS DE ÁGUAS E ESGOTOS. A EXPERIÊNCIA DO MUNICÍPIO DE AVEIRO

Armando SILVA-AFONSO (1); Carla PIMENTEL-RODRIGUES (2)

RESUMO

A conformidade técnica e o licenciamento dos projectos de águas e esgotos em edifícios são uma exigência legal. Contudo, como a legislação assume como bastante a apresentação um termo de responsabilidade por parte do projectista para que seja presumida a conformidade técnica, muitas entidades gestoras aproveitam esta janela legal para dispensar a apreciação técnica dos projectos.

Esta situação, agravada pela ausência de sistemas de certificação de qualidade obrigatórios neste sector, tem gerado uma tendência para a estagnação e desactualização técnica dos diversos intervenientes (projectistas, instaladores, etc.) e para erros recorrentes em muitos projectos e obras.

Também as vistorias às instalações são muitas vezes dispensadas, apesar de manterem como exigência legal. A vistoria de acompanhamento dos ensaios é exigida pelo art. 311.º do Decreto Regulamentar 23/95, de 23 de Agosto (Regulamento Geral) e a vistoria final é obrigatória pelo art. 302.º do mesmo diploma legal.

Na presente comunicação descrevem-se os resultados obtidos no Município da Aveiro através do estabelecimento de um protocolo com a ANQIP – Associação Nacional para a Qualidade nas Instalações Prediais, cujo âmbito abrange, entre outras medidas, a certificação da conformidade técnica das instalações prediais de águas e esgotos.

Palavras-chave: águas, conformidade técnica, esgotos, instalações prediais

(1) Doutor em Engenharia Civil, Membro Conselheiro da Ordem dos Engenheiros, Universidade de Aveiro, Campus Universitário de Santiago, 3810-193 Aveiro, silva.afonso@ua.pt, T.+351 234370049, F. +351 234370094
(2) Mestre em Engenharia Civil (Hidráulica), Engenheira Civil, Responsável do Secretariado Técnico da ANQIP, Av. Fernão de Magalhães, 151 – 4º C, 3000-176 Coimbra, anqip@civil.ua.pt , T +351 23401575, F +351239852829

1 INTRODUÇÃO

A conformidade técnica e o licenciamento dos projectos de águas e esgotos em edifícios são uma exigência legal, tendo essa obrigatoriedade sido reforçada com a publicação recente do Decreto-Lei nº. 194/2009, de 20 de Agosto (art.º 69.º e art.º 70.º).

Contudo, como a legislação assume como bastante a apresentação um termo de responsabilidade por parte do projectista para que seja presumida a conformidade técnica (art.º 20.º do Decreto-Lei n.º 26/2010, de 30 de Março), muitas entidades gestoras aproveitam esta janela legal para dispensar qualquer apreciação técnica dos projectos, limitando-se, quanto muito, à verificação formal da existência no processo das peças legalmente exigíveis.

Esta situação, agravada pela ausência de sistemas de certificação de qualidade obrigatórios neste sector, tem gerado uma tendência para a estagnação e desactualização técnica dos diversos intervenientes (projectistas, instaladores, etc.) e para erros recorrentes em muitos projectos e obras, observando-se, com frequência, que existe um sistemático desconhecimento da mais recente evolução ao nível da normalização europeia e das melhores e actuais práticas construtivas (Silva-Afonso e Castro, 2008a).

Também as vistorias às instalações são muitas vezes ignoradas, apesar de manterem como uma exigência legal. A vistoria de acompanhamento dos ensaios é exigida pelo art. 311.º do Decreto Regulamentar 23/95, de 23 de Agosto (Regulamento Geral) e a vistoria final é obrigatória pelo art. 302.º do mesmo diploma legal.

O resultado destas práticas tem conduzido a uma manifesta falta de qualidade e a uma progressiva degradação técnica dos projectos e das instalações, bem patente em números recentes divulgados por várias entidades (oficiais e particulares), que apontam para que cerca de 90% dos problemas e incomodidades nas habitações em Portugal resultem de erros e defeitos relacionados com as instalações de águas e esgotos., traduzidos, em regra, em significativos factores de desconforto, em durabilidades reduzidas das instalações (roturas, avarias frequentes, etc.) e em problemas de humidades, obrigando a intervenções que são, em geral, de custo significativo e de elevada incomodidade (Silva-Afonso, 2008)

Em relação aos factores de desconforto (ruídos, odores, variações bruscas e pressão e/ou temperatura, etc.), saliente-se que a mobilização da responsabilidade do projectista "a posteriori", nos termos previstos na legislação, se torna particularmente complexa, apesar de poderem existir consequências graves em termos de saúde, pela elevada subjectividade dos parâmetros em causa e potencial de diluição de responsabilidades.

Recorde-se ainda que, nos termos da legislação da qualidade da água (art.º 10.º do Decreto-lei n.º 306/2007, de 28 de Agosto), a Entidade Gestora é responsável pela qualidade da água na torneira do consumidor, não tendo o legislador criado condições para salvaguardar devidamente este aspecto em muitas situações. As recentes preocupações de sustentabilidade, traduzidas na progressiva adopção de sistemas de aproveitamento de águas pluviais e de sistemas de reutilização de águas cinzentas, não abrangidos ainda por qualquer regulamentação, agravam este problema.

Na verdade, a dispensa da apreciação dos projectos por parte da entidade licenciadora (tal como a dispensa das vistorias) é uma medida questionável, citando-se seguidamente parte das conclusões de um parecer jurídico elaborado na Faculdade de Direito da Universidade do Porto pelo Dr. Jorge Salvador Cunha (Cunha, 2008):

"*Apesar da aparente desresponsabilização legal da Administração pelo controlo prévio e fiscalização dos projectos das especialidades por referência a um mero termo de responsabilidade assinado pelos autores daqueles projectos, entendemos que, em certos casos, a Administração deve ser responsabilizada por violação do seu dever geral da fiscalização, sempre que ocorram danos originados por falhas graves naqueles projectos.*

…

Expusemos sumariamente o regime da responsabilidade civil extracontratual da Administração e mostrámos não haver nesse regime qualquer obstáculo, antes pelo contrário, a uma responsabilidade solidária entre os particulares (sobretudo os autores dos projectos) e a Administração, na medida da culpa e contribuição para o dano de cada um."

Foi no quadro destas preocupações que os Serviços Municipalizados de Aveiro (SMA) decidiram solicitar à Associação Nacional para a Qualidade nas Instalações Prediais (ANQIP), em finais de 2007, a apreciação dos diversos projectos de instalações de águas e esgotos apresentados no Município para certificação da sua conformidade técnica.

Posteriormente (2º semestre de 2009), esta medida foi também estendida às vistorias de ensaios e finais (certificação da conformidade técnica das instalações), tendo sido ainda criada uma figura de certificação prévia dos projectos pela ANQIP, dispensando a posterior verificação de conformidade pela mesma entidade, de modo a acelerar os processos de licenciamento. Refira-se que a certificação de projectos é feita pela ANQIP num prazo máximo de três dias úteis (Silva-Afonso e Castro, 2008b).

Já no corrente ano de 2010, com a integração dos SMA na AdRA – Águas da Região de Aveiro, esta externalização de actividades foi estendida ao conjunto dos 10 municípios que constituem a AdRA: Águeda, Albergaria-a-Velha, Aveiro, Estarreja, Ílhavo, Murtosa, Oliveira do Bairro, Ovar, Sever do Vouga e Vagos.

2 A ANQIP. BREVE CARACTERIZAÇÃO

A ANQIP é uma organização não governamental, sem fins lucrativos, tendo como missão o desenvolvimento e a qualificação do sector das instalações prediais, que envolve universidades, entidades gestoras, empresas e técnicos em nome individual. Criada em 2007, possui actualmente cerca de 120 associados.

Os seus objectivos essenciais são a promoção e a garantia da qualidade e da eficiência nas instalações prediais, centrando-se a sua actividade nas instalações hidráulicas e sanitárias, (geralmente designadas por instalações de águas e esgotos). A ANQIP actua de diversas formas, em particular no âmbito da certificação e da formação, sem prejuízo de desenvolver também uma actividade de complemento normativo e regulamentar, através do funcionamento de diversas Comissões Técnicas, que são responsáveis pela emissão de Especificações Técnicas ANQIP (ETA) em vários domínios.

No âmbito da certificação, concretamente, a ANQIP disponibiliza diversos sistemas voluntários de certificação de conformidade técnica, de qualidade e de eficiência hídrica, abrangendo projectos, produtos e instalações e tendo como destinatários fabricantes, importadores, instaladores, promotores, entidades gestoras, construtores, etc.

Saliente-se, neste âmbito, o sistema de certificação e rotulagem da eficiência hídrica de produtos, lançado em 2009, que abrange já perto de duas centenas de produtos (em especial autoclismos) e que se espera que venha a ser integrado em próxima revisão do RCCTE, no que se refere aos dispositivos com água quente.

No âmbito da presente comunicação será analisado, em particular, o sistema de certificação da conformidade técnica das instalações da ANQIP, apresentando-se os resultados obtidos com a aplicação do protocolo com os Serviços Municipalizados de Aveiro (SMA) no período de Janeiro de 2010 até à integração dos SMA na AdRA (finais de Maio de 2010).

3 RESULTADOS DA CERTIFICAÇÃO ANQIP DE CONFORMIDADE TÉCNICA DE INSTALAÇÕES NO MUNICÍPIO DE AVEIRO

No período em referência, a ANQIP realizou 360 vistorias de ensaios ou finais (uma média de 60 por mês), divididas igualmente entre instalações de águas e de esgotos. Note-se que a intervenção da ANQIP não abrangeu a drenagem pluvial, por não estar no âmbito dos SMA.

Nas instalações de distribuição predial de água, o número total de inconformidades detectadas foi de 240 e, nas redes de drenagem predial, este número foi de 286, sendo vulgar encontrar instalações com várias inconformidades.

Estes resultados, por si só, são indiciadores do estado do sector em Portugal, onde a manifesta falta de habilitação, formação e actualização dos instaladores, as consequências das políticas de desresponsabilização da administração e a falta de informação dos consumidores, entre outras razões, justificam a grave situação que se observa em regra.

No Quadro 1 resumem-se as principais inconformidades encontradas em instalações de distribuição de água.

Quadro 1. Inconformidades detectadas em vistorias a instalações prediais de distribuição de água

Tipo de inconformidade	Nº de inconformidades detectadas	% do total
Risco de conexões cruzadas com rede não potável	7	4%
Alteração de diâmetros em relação ao previsto no projecto	78	43%
Realização incorrecta da caixa do contador	22	12%
Deficiências em reservatórios prediais	4	2%
Alteração da natureza dos materiais em relação ao previsto no projecto	45	25%
Instalação incorrecta de tubagens	25	14%
Instalação incorrecta de válvulas	22	12%
Alteração do número de dispositivos previstos no projecto	32	18%
Outras	5	3%

As ligações com risco de conexões cruzadas foram detectadas, essencialmente, em edifícios com utilizações de água não potável, proveniente de origens próprias.

No que se refere à alteração de diâmetros, verificou-se, em regra, uma diminuição de diâmetros em relação aos determinados pelo cálculo hidráulico do projecto, em ramais de

introdução, de distribuição e de alimentação. Esta situação revela que, em muitos casos, a instalação é feita sem consulta ao projecto.

As situações de realização incorrecta de caixas de contador reportam-se a situações em que se verificou colocação errada de válvulas ou uma deficiente realização do nicho.

As deficiências em reservatórios prediais referem-se, em geral, a falta de descargas de fundo ou superfície ou a deficientes soluções construtivas.

A alteração dos materiais da fase de projecto para a fase de obra reforça a suspeita de que a maior parte dos instaladores não consulta o projecto, desenvolvendo soluções próprias.

Em relação à instalação de tubagens, observou-se em alguns casos a instalação de tubagens rígidas embutidas no pavimento. No que se refere à incorrecta instalação de válvulas, as inconformidades detectadas abrangem, por exemplo, válvulas inacessíveis ou a falta de válvulas de seccionamento à entrada das instalações ou a montante de autoclismos e máquinas.

A alteração do número de dispositivos em relação ao previsto no projecto resultou não só de alterações na fase de projecto, mas também de omissões deliberadas na fase de projecto, procurando reduzir os custos do licenciamento (função do número de dispositivos). Na categoria de “outros”, pode referir-se, por exemplo, a aplicação de materiais inadequados ou fora de Norma.

De salientar que a maior parte das inconformidades (68% no total) se reporta a alterações dos diâmetros (reduções, em geral) e à instalação incorrecta de tubagens.

No Quadro 2 resumem-se as possíveis consequências destas inconformidades, quando não devidamente corrigidas.

Quadro 2. Inconformidades em sistemas de distribuição de água e possíveis consequências

Tipo de inconformidade	Possíveis consequências
Ligações com risco de conexões cruzadas com rede não potável	Possibilidade de contaminações Riscos de saúde pública
Alteração de diâmetros em relação ao previsto no projecto	Ruídos elevados Perdas de carga elevadas Variações bruscas e significativas de pressão Variações bruscas e importantes de temperatura na rede de água quente (risco de queimaduras)
Realização incorrecta da caixa do contador	Dificuldades para a exploração Dificuldades de leitura pela Entidade Gestora
Deficiências em reservatórios prediais	Inundações Riscos de saúde pública Humidades. Fugas de água
Alteração da natureza dos materiais em relação ao previsto no projecto	Corrosão Vida útil reduzida
Instalação incorrecta de tubagens	Possibilidade de inundações ou humidades Necessidade de trabalhos importantes de construção civil para substituição de tubagens
Instalação incorrecta de válvulas	Dificuldades ou impossibilidade de seccionamento para reparações ou manutenção
Alteração do número de dispositivos previstos no projecto	Aumento dos caudais, com consequências análogas às referidas em relação à diminuição de diâmetros

Outras	Vida útil reduzida Humidades. Fugas de água

De salientar as possíveis consequências decorrentes da redução de diâmetros e da instalação incorrecta de tubagens que, como anteriormente se referiu, constituem as inconformidades mais habituais.

Tal como no caso da distribuição predial de água, apresentam-se no Quadro 3 as inconformidades encontradas nas vistorias a instalações de drenagem predial.

Quadro 3. Inconformidades detectadas em vistorias a instalações de drenagem predial

Tipo de inconformidade	Nº de inconformidades detectadas	% do total
Incorrecta separação de redes	6	3%
Problemas de instalação/ligação entre tubagens	62	22%
Alteração dos diâmetros das tubagens	25	9%
Alteração da natureza dos materiais	12	4%
Deficiências em câmaras de inspecção	62	22%
Inexistência de bocas de limpeza	20	7%
Deficiências na ventilação	69	24%
Variação do número de dispositivos	27	9%

As inconformidades relativas à separação de redes abrangem, em geral, a realização de sistemas unitários (águas residuais domésticas/pluviais) ou a separação (ou junção) de águas negras e cinzentas, quando não previsto no projecto.

Os problemas de instalação e ligação de tubagens são de diversa índole, podendo salientar-se a utilização de cones de redução excêntricos com alinhamento pela geratriz inferior (em vez da superior), as ligações opostas ao tubo de queda de águas negras e de águas de sabão, no mesmo plano horizontal, com forquilhas de ângulo próximo de 90º, as ligações de ramais de águas de sabão directamente ao ramal da bacia de retrete, sem ventilação dos primeiros, a diminuição de diâmetros para jusante, o atravessamento de elementos estruturais, a utilização de técnicas inapropriadas de ligação (ligação a quente em tubos para colar, por exemplo), etc.

As alterações de diâmetros detectadas traduziram-se, em regra, na diminuição do diâmetro dos ramais de descarga e dos colectores prediais, em relação ao previsto no projecto.

As alterações de materiais que foram detectadas corresponderam, em todos os casos, à aplicação de PVC fora de Norma, mesmo quando previsto outro material, como o polipropileno ou o polietileno. Saliente-se que a aplicação, em Portugal, de tubagem de PVC da classe 4 (não conforme a EN 1329, que substituiu, há quase 10 anos, a NP 1487) é uma das inconformidades de maior gravidade, com consequências significativas em muitos casos.

Recorde-se que a NP EN 1329:1, com o título Sistemas de Tubagens em Plástico para Esgoto (temperatura baixa e elevada) no Interior dos Edifícios, foi publicada em Portugal em Setembro de 2002, implicando um indispensável aumento da espessura dos tubos de PVC em 40%, passando a parede da tubagem a ter como mínimo 3,0 mm, para diâmetros até 90

mm. A alteração desta característica está relacionada, principalmente, com a evolução das temperaturas verificadas nos sistemas domésticos (em particular, com as máquinas de lavar louça e roupa), embora revele também vantagens sob outros aspectos (melhor isolamento acústico, maior resistência a depressões internas, acrescida resistência ao impacto e menor dilatação térmica - devido ao menor aquecimento verificado na secção da conduta). Observa-se, contudo, que o PVC de acordo com a EN 1329 continua sem ser adoptado na maioria das situações em Portugal. Com efeito, constata-se que, em mais de 90% das construções, razões de ordem económica, de omissão regulamentar ou legislativa, de insuficiente fiscalização ou mesmo de desconhecimento técnico levam a que se mantenha em Portugal a aplicação de PVC de acordo com a NP-1487, com graves prejuízos potenciais para a construção.

As deficiências encontradas em câmaras de inspecção reportaram-se, por exemplo, a deficiente acabamento da soleira e/ou do corpo, à colocação em desacordo com o projecto ou com distâncias excessivas e à colocação de tampas de classe desadequada às cargas expectáveis no piso.

A inexistência de bocas de limpeza (ou a sua colocação em locais desadequados) foi também uma situação detectada em muitas instalações.

As deficiências de ventilação detectadas, com potenciais efeitos nefastos no funcionamento das redes, abrangeram situações como a ausência de ventilação em redes de um só piso, o não prolongamento dos tubos de queda até à cobertura e a abertura das ventilações em desvãos de telhado ou em empenas ou fachadas dos prédios.

Em relação ao número de dispositivos, verificou-se uma situação análoga à referida no caso da rede predial de distribuição de água.

No caso das redes de drenagem, a maioria das inconformidades (68% no total) se reporta a problemas de instalação/ligação de tubagens, a deficiências em câmaras de inspecção e a deficiências de ventilação.

No Quadro 4 resumem-se as possíveis consequências destas inconformidades, quando não devidamente corrigidas.

Quadro 4. Inconformidades em sistemas de drenagem predial e possíveis consequências

Tipo de inconformidade	Possíveis consequências
Incorrecta separação de redes	Riscos de saúde pública. Possibilidade de subdimensionamento de órgãos acessórios e de instalações complementares.
Problemas de instalação/ligação de tubagens	Mau funcionamento das redes Durabilidade reduzida dos sistemas Possibilidade de sifonagem induzida Risco de obstruções
Alteração dos diâmetros das tubagens	Possibilidade de problemas de autosifonagem Risco de obstruções Problemas de ventilação
Alteração da natureza dos materiais	Riscos de saúde pública Risco de roturas Vida útil reduzida
Deficiências em câmaras de inspecção	Dificuldades na exploração Risco de obstruções
Inexistência de bocas de limpeza	Dificuldades na exploração

	Riscos de saúde pública (decorrentes de obstruções)
Deficiências na ventilação	Possibilidade de sifonagem induzida Possibilidade de fenómenos de pressão reversa Riscos de saúde pública Odores incomodativos
Variação do número de dispositivos	Aumento dos caudais, com consequências análogas às referidas em relação à diminuição de diâmetros

De salientar as possíveis consequências decorrentes da incorrecta instalação/ligação de tubagens, das deficiências na execução das câmaras de inspecção e, essencialmente, das deficiências de ventilação que, como anteriormente se referiu, constituem o conjunto de inconformidades mais habitual.

4 CONCLUSÕES

A qualidade geral dos projectos e das instalações prediais de águas e esgotos em Portugal revela-se manifestamente baixa, nem sequer se cumprindo plenamente, em muitos casos, as condições regulamentares, o que confirma a premência de uma alteração das práticas actuais em muitos municípios, ao nível da apreciação de projectos e das vistorias às instalações.

A ANQIP, associação não governamental do sector, sem fins lucrativos, tem procurado corrigir a situação através da disponibilização de diversos mecanismos de certificação voluntária e de formação nos diversos níveis profissionais.

A importância da intervenção da ANQIP no sector através da disponibilização às entidades gestoras de um sistema de certificação de conformidade técnica de projectos e de instalações, fica bem patente nos resultados obtidos no município de Aveiro, o que levou já à extensão desta intervenção a toda a área da AdRA (envolvendo um total de 10 municípios) a partir de Julho de 2010.

Na verdade, ao nível das instalações prediais de águas e esgotos torna-se evidente a necessidade de medidas que estimulem uma actualização e melhoria contínua ao nível técnico e que dêem garantias aos cidadãos em relação à efectiva qualidade e conforto dos edifícios e das suas instalações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Cunha, J. A. (2008) *Controlo prévio e fiscalização dos projectos de especialidade.* http://www.direito.up.pt/cije_web/backoffice/uploads/publicacoes/Cunha_Jorge.pdf (acedido em 25 de Julho de 2010).

Silva-Afonso, A., Castro, A. (2008a). A implementação de políticas de qualidade em engenharia sanitária: A introdução de um modelo para a certificação de projectos de instalações prediais. In *Anais do XIII SILUBESA - Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e* A*mbiental.* Belém do Pará, Brasil.

Silva-Afonso, A., Castro, A. (2008b). A Implementação de políticas de qualidade em engenharia sanitária: O modelo de certificação de projectos de instalações prediais em

Portugal. In *Anais do 5º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia*. Maputo, Moçambique. pp. 357-358.

Silva-Afonso, A. (2008) Certificação de qualidade das instalações hidráulicas e sanitárias. Uma necessidade em Portugal. In *Anais do 1.º Fórum Internacional de Gestão da Construção – GESCON 2008: Gestão do Processo do Empreendimento de Construção*. Porto, Portugal.

CO INCINERAÇÃO DE RESÍDUOS DE APARAS DE BORRACHA E O LICENCIAMENTO AMBIENTAL

Autores

** **Fátima MOROSINE,** Quimica Industrial .Mestre em Desenvolvimento e Meio Ambiente,Especlista em Gestão Ambiental, em Planejamento Ambiental e em Riscos Naturais. Professora da UNIPB. Analista Ambiental da **SUDEMA** –- Superintendência de Administração do Meio Ambiente. Rua infante Dom Henrique 334 Apto 402- Tambaú- João Pessoa-PB- Brasil, 55 83* 99835277 fatimamorosine@hotmail.com *morosine@terra.com.br*

Bruno RAMALHO, Estudante de Engenharia Ambiental da UNIPB, estagiário da SUDEMA. brunojampas@hotmail.com, 55 8387256328

Aécio Germano de OLIVEIRA . Engenheiro Agrônomo. Analista Ambiental da SUDEMA.aeciogermano@hotmail.com Co Incineração

Sonia Matos FALCAO. Arquiteta. Mestre em desenvolvimento e Meio Ambiente. Professora da UNIPB e da UNIPÊ. Analista Ambiental da SUDEMA.smsfalcao@hotmail.com

Eloízio Henrique Henriques DANTAS. Engenheiro Civil, Secretário Executivo da Secretaria dos Recurso Hídrico da Ciência Tecnologia e do Meio Ambiente do Estado da Paraíba. e Superintendente da SUDEMA- *Superintendência de Administração do Meio Ambiente.* dantaspb@gmail.com

Palavras Chave: Co incineração, licenciamento ambiental, substituição de combustível, reaproveitamento de energia

RESUMO

Em João Pessoa, capital do Estado da Paraíba, localizada no nordeste do Brasil a industria cimenteira CIMEPAR- Cia Paraíba de Cimento Portland, do GRUPO CIMPOR, está utilizando as aparas de borracha, resíduo proveniente da produção das Sandálias Havaianas, como substituto de combustível, para fins de reaproveitamento de energia , através da Co incineração desses resíduos.

Qualquer resíduo para ser Co Incinerado(co processado) tem que ser submetido ao processo de licenciamento ambiental, obedecendo todas as normas e procedimentos exigidos pelo órgão ambiental licenciador , que no caso do Estado da Paraíba é a SUDEMA- Superintendência de Administração de Meio Ambiente . A luz da legislação ambiental brasileira o resíduo só poderá ser co incinerado se for utilizado como substitutivo de energia ou de matéria prima. Salienta-se que resíduos hospitalares não-tratados, lixo doméstico ou urbano não-classificado, materiais radioativos, materiais explosivos, organoclorados, agrotóxicos, pilhas e baterias, resíduos com altos teores de cloro ou metais pesados, pesticidas, ascaréis não são permitidos serem co- processados.

O procedimento para solicitar o licenciamento ambiental de um resíduo que a indústria cimenteira deseja Co Incinerar, será fundamentado tecnicamente com base nos estudos abaixo relacionados. exigidos pela SUDEMA- para subsidiar a análise de viabilidade ambiental.

- Estudo de Viabilidade de Queima
- Plano e Relatório de Teste em Branco
- Plano e relatório de Teste de Queima

- Análise de Risco.

Conclui-se que durante esses 6 anos de co processamento do resíduos de aparas de borracha temos a informar que todas as emissões atmosféricas estão dentro dos padrões de emissões exigidos pela legislação ambiental, sinalizando que o co processamento é uma alternativa viável para tratamento /destinação de resíduos desde que: bem implantando, operado , monitorado e obedecendo as normas e exigências ambientais impostas pelo órgão fiscalizador e licenciador.

INTRODUÇÃO

A disposição dos resíduos industriais não passíveis de reutilização ou de reciclagem, constitui-se em um problema legal e ambiental, que vem preocupando cada vez mais as empresas geradoras de resíduos, em função da pressão exercida pela comunidade e pelos orgãos de controle ambiental, no sentido de dispor ou tratar estes resíduos de forma ambientalmente adequada.

Uma das alternativas para a reutilização dos resíduos industriais é baseada na utilização dos fornos das industrias cimenteiras . As altas temperaturas e longos tempos de residência nas zonas de combustão dos fornos de clínquer, tem sido usado nos últimos 10 anos como forma de destinar tais resíduos.

Co Incineração é uma a técnica de tratamento de resíduos através da destruição térmica a alta temperatura em fornos de fabricação de clínquer (principal matéria-prima do cimento), Os fornos de clínquer operam a temperaturas de até 2000 ºC, na zona de queima, que corresponde a um terço do comprimento total do forno. Essas temperaturas facilitam a destruição dos resíduos, acelerando a oxidação.

A Co Incineração é conduzida de forma a garantir a completa destruição do resíduo através da alta temperatura ou pelo tempo de permanência dentro do forno, evitando que qualquer substância indesejável venha a sair pela chaminé

Estudos realizados demonstram que a co incineração não interfere no processo de fabricação do cimento. As cinzas produzidas pela queima de resíduos industriais são incorporadas ao produto e têm elementos e características idênticas às das matérias-primas necessárias a sua fabricação. As quantidades dos materiais são limitadas para assegurar esses resultados

Não é permitido coincinerar resíduos conjuntamente.

2. OBJETIVO

O presente trabalho objetiva apresentar um estudo de caso onde é utilizado as aparas de borrachas como substitutivo de energia através da técnica de co processamento(co incineração)

3 CARACTERÍSTICAS DA INDUSTRIA

Produzindo Cimento desde 1934, a CIMEPAR é a terceira fábrica mais antiga do Brasil e a primeira do Norte Nordeste, A Fábrica possui una posição de maior destaque no mercado regional. produz mensalmente 60.000 toneladas de cimento destacando-se como uma grande industria do ramo no Brasil .

Encontra-se localizada na cidade de João Pessoa - Paraíba, região Nordeste do Brasil, Brasil, instalada na Fazenda da Graça em uma área de 393 hectares e pertencente ao GRUPO CIMPOR.

Utiliza como matéria prima para produção de cimento ,o calcário, a argila cailínia, a argila arenosa,a argila ferrugínea e o pó de granito.

Os combustíveis utilizados pela industria são o coque de petróleo, óleo BPF, aparas de borracha, eventualmente o carvão mineral.

Os resíduos gerados pela atividade são: material particulado provenientes do processo de moagem, da chaminé do forno e do resfriador de clinquer. Elimina também pela chaminé do forno gases de combustão.

A industria possui um sistema de controle ambiental implantado para reduzir os riscos de poluição atmosféricas. Os equipamentos instalados para reter metais que são emitidos pelo forno é o filtro de manga e o precipitador eletrostático o qual retém material particulado contendo metais, através de um campo elétrico para remover as partículas.As partículas são retidas e retornam ao forno, através de circuito fechado,onde reagem para formar o clinquer.

Possui um sistema de monitoramento ambiental on line analisando 24 horas/dia vários parâmetros de medições atmosféricas.

É caracterizada pela SUDEMA como uma atividade de grande porte e de alto potencial poluidor , entretanto diante de todo o sistema de gestão ambiental implantado os riscos ambientais de contaminação não se tornaram efetivos, ficando apenas na potencialidade como qualquer atividade.

Em abril de 1996 a Fábrica de João Pessoa obteve a certificação NBR IS0 9002 pelo ABS Quality Evaluations, Inc.

Atualmente é certificada pela ISSO 14000 , sendo a primeira industria no estado da Paraíba adquirir tal certificação .

4. METODOLOGIA

Atualmente a co incineração de resíduos está sendo uma atividade desenvolvidas pela indústria cimenteira. Entretanto, o resíduo que a industria pretende co incinerar(co processar)tem que ser submetido a todo um processo de licenciamento ambiental objetivando avaliar os reais riscos ambientais que tal procedimento possa trazer.

O licenciamento ambiental é um dos instrumentos de gestão e controle ambiental adotado pelos órgãos licenciadores que no caso do Estado da Paraíba é a SUDEMA-Superintendência de Administração de Meio Ambiente e que têm que ser implantado obedecendo todas as leis, normas e procedimentos exigidos pelo órgão ambiental licenciador .

As Licenças Previa, de Instalação e de Operação para o co processamento de resíduos em fornos de produção de clinquer serão requeridas previamente a SUDEMA obedecendo todos os critérios e procedimentos fixados na legislação ambiental vigente.

O procedimento para solicitar o licenciamento ambiental de um determinado resíduo que a indústria cimenteira deseja co processar, será fundamentado tecnicamente com base nos estudos abaixo relacionados visando reduzir ou eliminar os risco significativo de qualquer natureza à saúde pública e ao meio ambiente;

- Estudo de Viabilidade de Queima

- Plano de Teste em Branco
- Relatório de Teste em Branco
- Plano de Teste de Queima
- Relatório de Teste de Queima
- Análise de Risco.

Estudos esses exigidos pelo pela SUDEMA- para subsidiar a análise de viabilidade ambiental .

4.1 Estudo de Viabilidade de Queima -EVQ

Esse estudo deverá ser apresentado a SUDEMA devendo conter, no mínimo, as seguintes informações:

- Dados referentes à fábrica de cimento (nome, endereço, situação com relação ao licenciamento ambiental);
- Objetivo da utilização do(s) resíduo(s); e
- Dados do(s) resíduo(s):

a) descrição sucinta do processo gerador do resíduo e fluxograma simplificado com a indicação do ponto de geração do mesmo;
b) caracterização quali-quantitativa dos resíduos contendo:

1. estado físico do(s) resíduo(s);
2. quantidade gerada e estocada;
3. poder calorífico inferior;
4. viscosidade, no caso de líquidos;
5. composição provável do(s) resíduo(s);
6. teor de metais pesados, cloro total, cloretos e enxofre;
7. teor de cinzas e umidade;
8. classificação do(s) resíduo(s), conforme a Norma ABNT - NBR 10.004; e
9. descrição do sistema de armazenamento de resíduo(s);

4.2 Equipamentos de controle de poluição -ECP:

- Descrição dos ECPs para efluentes gasosos;
- Descrição do sistema de monitoramento das emissões gasosas; e
- Descrição dos procedimentos de amostragem e monitoramento, incluindo freqüência e listagem de todos os parâmetros monitorados.
- Outras informações que forem consideradas necessárias.

4.3 Teste em Branco

Após a aprovação do Estudo de Viabilidade de Queima - EVQ, o Órgão Ambiental analisará o Plano de Teste em Branco e aprovará a realização do Teste em Branco visando avaliar o desempenho ambiental da fábrica de cimento sem o co-processamento de resíduos.

Previamente à realização do Teste em Branco, a empresa interessada apresentará para aprovação do Órgão Ambiental, o Plano de Teste em Branco, contemplando os requisitos mínimos para execução do teste, abrangendo os seguintes itens:

- período previsto para a realização do Teste em Branco, com o acompanhamento por parte dos técnicos do Órgão Ambiental;
- descrição e eficiência dos equipamentos de controle de poluição atmosférica;
- descrição do plano de automonitoramento do processo: contemplando dentre outros a localização dos pontos de amostragem, parâmetros amostrados nestes pontos, periodicidade das amostragens;
- metodologias de coleta de amostra e de análise a serem empregadas, com os respectivos limites de detecção. as coletas devem ser feitas em triplicata, sendo o tempo mínimo de coleta para material particulado de duas horas;
- capacidade de operação da unidade durante o teste: a planta deve operar na capacidade prevista para o co-processamento, a qual deve ser mantida enquanto durar o Teste em Branco e, posteriormente, os de queima do resíduo, com uma variação aceitável de até dez por cento;
- parâmetros operacionais que serão monitorados no processo: inclui taxas de alimentação (de combustível, de matérias-primas e de material particulado recirculado), equipamentos de controle operacional, com os respectivos limites de detecção (monitores contínuos de pressão e temperatura do sistema forno e temperatura na entrada dos equipamentos de controle de poluição atmosférica, emissões de CO e O2);
- avaliação das emissões atmosféricas para os seguintes parâmetros: material particulado, SOx, NOx, HCl/Cl2, HF e outros elementos e substâncias inorgânicas que se fizerem necessário como dioxinas e furanos.

Após a realização do Teste em Branco, a empresa apresentará a SUDEMA o relatório conclusivo do teste, contemplando a verificação dos itens previstos no Plano de Teste em Branco.

A aprovação do Teste em Branco significa que a instalação atende às exigências da SUDEMA estando, apta a apresentar um Plano de Teste de Queima - PTQ. não estando a empresa autorizada a queimar resíduos e nem mesmo a submeter-se a Testes de Queima. Caso a instalação não atenda às exigências previstas no Teste em Branco, fica proibida a queima de qualquer resíduo.

4.4 Teste de Queima

Para realização do teste de queima do resíduo que a industria pleiteia ser co processado , alguns procedimentos devem ser adotados por exigência da SUDEMA, obedecendo o que determina a legislçao brasileira. Abaixo relacionamos tais procedimentos:

- No início do Teste de Queima deverá ser testado o sistema de intertravamento para interromper automaticamente a alimentação de resíduos.
- Durante o Teste de Queima, a instalação deverá operar nas mesmas condições operacionais verificadas durante o Teste em Branco;
- Deverão ser amostrados no efluente gasoso, os mesmos poluentes avaliados no Teste em Branco, além dos Principais Compostos Orgânicos Perigosos-PCOPs -;

- As coletas do material que é eliminado pela chaminé que deve ser analisada deverão ser realizadas em triplicadas. O tempo mínimo de coleta para o material particulado de duas horas, e os limites de emissão para efluentes gasosos;

Além das exigências supra citas são condições prévias para o Teste de Queima:

- Ter o Plano de Teste de Queima aprovado pelo Órgão Ambiental competente;
- Teste de Queima não deverá apresentar risco significativo de qualquer natureza à saúde pública e ao meio ambiente;
- Ter instalados, calibrados e em condição de funcionamento, pelo menos, os seguintes monitores contínuos e seus registradores: CO, O2, temperatura e pressão do sistema forno, taxa de alimentação do resíduo e parâmetros operacionais dos ECPs;
- Ter instalado e em condição de funcionamento um sistema de intertravamento para interromper automaticamente a alimentação de resíduos, nos seguintes casos:

a) emissão dos poluentes monitorados continuamente, acima dos limites previstos na legislação;
b) queda da temperatura normal de operação;
c) pressão positiva no forno;
d) falta de energia elétrica ou queda brusca de tensão;
e) queda do teor de O2 no sistema;
f) mau funcionamento dos monitores e registradores de temperatura, O2, CO ou THC e interrupção do funcionamento do ECP; ou
g) temperatura da entrada do precipitador eletrostático superior a duzentos graus Celsius(ºC);

h) Ter instalado e em funcionamento um sistema de alimentação do resíduo, em condições de segurança e operacionalidade.

De posse dos estudos supracitados, dos dados e dos resultados das emissões gasosas dos **Testes em Branco-TB e de Queima- TQ** estando os mesmos atendendo as exigências da legislação e normas ambientais adotadas pela SUDEMA , é autorizado o Co processamento do resíduo em fornos de cimento é aprovada e emitida a **Licença Ambiental**.

5. RESULTADOS e MEDIDAS DE CONTROLE AMBIENTAL

Atualmente são Co Incineração (co processadas) mensalmente 600 toneladas de aparas de borrachas. Isso representa 35% do resíduos de aparas gerados no processo produtivo das sandálias havainas e que não podem ser reciclado dentro do processo face a impossibilidade de ser reaproveitados em virtudes das falhas apresentadas.

Segundo a norma brasileira NBR 10.004 a apara de borracha está classificado como resíduo classe II , não perigoso, não inerte.

O resíduos de aparas de borracha é um resíduo volumoso, incompressível e portanto impossibilitado de ser destinado aos aterros sanitários por força da legislação.

Em função do seu alto potencial calorífico é passível de ser utilizado na atividade Co incineração (co processamento) como substitutivo de energia .

O testes de queima da borracha foi executado dentro dos limites de variação dos parâmetros operacionais registrado no teste em branco e apresentou taxas de emissões de acordo com os limites de concentração estabelecidos pela legislação especifica para Co Incineração (co processamento) que é a Resolução CONAMA-Conselho Nacional do Meio Ambiente de Nº 264 de 2000.

Os riscos ambientais das contaminações atmosféricas são mensurados e avaliados através de um programa de monitoramento ambiental implantado pela industria por exigência da SUDEMA, com avaliações contínua e on line das emissões provenientes dos fornos de produção de **clinquer.**

De forma não contínua, com periodicidade anual é exigido análises das seguintes emissões atmosféricas: material particulado, SOx, PCOPs, dixinas e furanos. HCl/Cl_2, HF. Tais medidas garantem da qualidade ambiental na área do entorno e de influência do empreendimento..

Os seguintes parâmetros são analisados: pressão interna, temperatura dos gases do sistema forno e na entrada do precipitador eletrostático, vazão de alimentação do resíduo, material particulado (através de opacímetro), O_2, CO, NOx e Hidrocarbonetos totais- THC .

Os resultados dos testes revelaram que as taxas de emissões estão de acordo com os limites de concentração regulamentados pela legislação em virgor. Apresentando inclusive valores bem abaixo dos estabelecidos pela citada Resolução , conforme demonstra quadro abaixo.

Parâmetro Analisado	Resultado das Análises		Limites Máximos de Emissão
	Teste em Branco TB	Teste de Queima do Resíduo-TQ	
Material Particulado	42,66 mg/Nm^3 a 11% de O_2	45,3 mg/Nm^3 a 11% de O_2	70 mg/Nm^3 farinha seca, corrigido a 11% de O_2 (base seca)
NOx	0,01 mg/Nm^3	111 mg/Nm^3	400 mg/Nm^3
SOx	34,80 mg/Nm^3	344 mg/Nm^3	560 mg/Nm^3
CO*		300 Ppmv	100- 500 ppmv , corrigido a 7% de O_2 (base seca)
THC (expresso como propano)		7,0ppmv	20 ppmv, corrigido a 7% de O_2 (base seca)
Mercúrio (Hg)			0,05 mg/Nm^3 corrigido a 7% de O_2 (base seca)
Chumbo (Pb)	0,028 mg/Nm^3 a 7% de O_2	0,0325mg/Nm^3 a 7% de O_2	0,35 mg/Nm^3 corrigido a 7% de O_2 (base seca)
Cádmio (Cd)	4,7x10^{-6} mg/Nm^3 a 7% de O_2	0,000054 mg/Nm^3 a 7% de O_2	0,10 mg/Nm^3 corrigido a 7% de O_2 (base seca)
Tálio (Tl)	< 0,0002 mg/Nm^3 a 7% de O_2	0,002mg/Nm^3 a 7% de O_2	0,10 mg/Nm^3 corrigido a 7% de O_2 (base seca)
(As+Be+Co+Ni+Se+Te)	< 0,007 mg/Nm^3 a 7% de O_2	0.0760mg/Nm^3 a 7% de O_2	1,4 mg/Nm^3 corrigido a 7% de O_2 (base seca)
(As+Be+Co+Cr+Cu+Mn+Ni +Pb+Sb+Se+Sn+Te+Zn)	< 0,156 mg/Nm^3 a 7% de O_2	0,01877mg/Nm^3 a 7% de O_2	7,0 mg/Nm^3 corrigido a 7% de O_2 (base seca)

Outra medida de redução de riscos ambientais adotada pela industria atendendo exigência da SUDEMA, é a limitação da quantidade de resíduos a ser co-processado, determinando valores que permitam assegurar um padrão de operação que reduza o risco de eliminação de substâncias pela chaminé .

5. CONCLUSÃO

Todo o processo de fabricação de cimento da industria CIMEPAR do grupo CIMPOR opera hoje com absoluto sistema de controle da poluição,o qual é monitorado pela industria e os resultados acompanhados pela Sudema. A empresa opera com índices de emanação de resíduos gasoso e particulados muito abaixo dos limites estabelecidos pela legislação ambiental vigente.

A atividade de Co Incineração (co processamento) proporciona o aproveitamento térmico dos resíduos, contribuindo para reduzir o consumo de combustíveis fósseis de fontes não renováveis , no caso em questão o carvão mineral, além de dar uma destinação adequada aos resíduos industriais.

A alta temperatura, a turbulência e o alto tempo de residência no forno provocam a destruição de mais de 99,99% de todos os compostos orgânicos e fazem com que os compostos inorgânicos ,como os metais ,que não são destruídos , reajam com a matéria prima participando da formação do clinquer.

Não há riscos de contaminação de corpos d'agua uma vez que no processo de co-processamento não existe situação que propicie a referida contaminação, considerando tratar-se de um tratamento de destruição por via seca.

Em todas as fiscalizações realizadas pelas SUDEMA observou-se que a empresa obedece os limites de taxa de alimentação de resíduos encaminhados ao forno e todas as emanações atmosféricas monitoradas dentro do rigor da legislação ambiental brasileira.

Os resíduos que não são compatíveis com o processo de produção de cimento e que não possam ser misturados a outros de modo a se enquadrar dentro das restrições operacionais como : composição, valor energético, compatibilidade química, não são aceitos , a exemplo dos produtos que contenham alto teor de cloro.

Durante esses 6 anos de Co Incineração (co processamento) do resíduos de aparas de borracha temos a informar que todas as emissões atmosféricas estão dentro dos padrões das emissões exigidos pela legislação ambiental em vigor , apresentando em todos os parâmetros mensurados valores abaixo do limite permitido pela legislação

Atualmente, 19% do calor utilizado nos fornos são provenientes do processo de Co Incineração. Desses, 10% vem das aparas de borracha das Sandálias Havaianas, 5% de pneus, 4% do cascalhos

A Co incineração permitiu a destruição de 5 milhões de pneus além de valorizar energeticamente os resíduos.

A luz de todo os procedimentos e exigências adotadas pela SUDEMA como forma de minimizar o risco de poluição ambiental que a Co Incineração (co processamento) possa trazer, informamos que a Co incineração (co processamento) trata-se de uma alternativa tecnológica viável para tratamento /destinação de resíduos uma vez que todo o sistema de

controle ambiental implantado pela CIMEPAR encontra-se: bem implantando, bem operado, bem monitorado, fiscalizado e obedecendo as normas e exigências impostas pelo órgão fiscalizador e licenciador que no caso em questão é a SUDEMA

6. BIBLIOGRAFIA

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 11174,referente ao Armazenamento de Resíduos Sólidos Classe II- não inerte e Classe III – inerte.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR -11175 referente à Incineração de Resíduos Perigosos – Padrões de Desempenho.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR- 12235, referente ao Armazenamento de Resíduos Sólidos Perigosos.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas – Série NBR 10.004, 10.005, 10.006 e 10.007. (Classificação, Lixiviação, Solubilização e Amostragem de Resíduos).

BRASIL. Lei Federal 9.605 de 12/02/98.

BRASIL. Lei Federal 6.938, de 31/08/81.

CETESB, São Paulo (1985), Resíduos Sólidos Industriais. CETESB/ASCETESB, São Paulo, Brasil, v.1, 182p.

Christie, I; Rolfe, H; Legard, R (1995): Cleaner production in Industry, Integrating busines goals and environmental management. 1st.ed. Policy Studies Institute, London.

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. Resolução CONAMA Nº 237 de 19 de dezembro de 1997. Dispõe sobre o licenciamento ambiental. CONAMA. Brasília, DF.

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. Resolução CONAMA Nº 264 de 26 de agosto de 1999. Dispõe sobre Licenciamento de fornos rotativos de produção de clínquer para atividades de co-processamento de resíduos"

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE Resolução Nº 237 de 19 de dezembro de 1997. Dispõe sobre o licenciamento ambiental. CONAMA. Brasília, DF.

Curran, Linda M; AMOCO (1992): Waste minimization practices in the petroleum refining industry. Jour. Haz. Mat 29, 189-197.

E. Manahan. *Hazardous waste chemistry, toxicology and treatment.* Lewis Pub. ,1990

Frosch, RA (1997): No caminho para o fim dos resíduos, as reflexões sobre uma nova ecologia das empresas. Tecbahia 12 (2),42-53.

Huisingh, D.(1998). Tecnologias Limpas através de modificações de processos e substituição de materiais. Trad. Alves F., Saneamento Ambiental 25, Nov. 3-8.

La Greca. M. D.; Buckingham, P.L. and Evans, J. C. Hazardous Waste Management. Mcgraw – Hill International Editions,1994.

Rocha, A. A. e Neder, L.T.C. Agravos sanitários e ambientais decorrentes do tratamento e/ou disposição de resíduos sólidos nas áreas de proteção de mananciais – RMSP/Região Metropolitana de São Paulo. Revista do Instituto de Engenharia. São Paulo. 54. 521: 55-64.1997

COMPORTAMENTO DE LEITOS DE MACRÓFITAS PARA O TRATAMENTO DE EFLUENTES FACE A EVENTOS DE ELEVADA CARGA MÁSSICA

Ana GALVÃO[1]; José S. MATOS[2]

Resumo

A utilização de leitos de macrófitas constitui uma alternativa usualmente considerada sustentável para o tratamento de águas residuais, sendo frequentemente recomendada para o saneamento de pequenos aglomerados. Esta tecnologia tem vindo também a ser recomendada, nomeadamente para aplicação em locais com caudais e cargas poluentes muito variáveis, como as que decorrem da exloração de parques de campismo e de hotéis, sendo descrita como robusta e resiliente para fazer face a essas variações.

No âmbito do presente artigo analisa-se o comportamento de duas Estações de Tratamento de Águas Residuais (ETAR) com leito de macrófitas, face à ocorrência de três eventos de carga mássica extrema (concentrações excepcionalmente elevadas), tendo-se verificado uma redução da eficiência de remoção da matéria orgânica, sobretudo em termos da CQO. A análise de um dos eventos, em termos de carga mássica, revelou que face a um aumento das concentrações da CBO_5 e CQO afluentes, o sistema manteve constante a carga mássica removida, conduzindo a uma diminuição na eficiência de remoção destes parâmetros.

Palavras-chave: águas residuais, carga mássica, eficiência de remoção, leitos de macrófitas.

[1] Professora Auxiliar, IST, Lisboa, Portugal (agalvao@civil.ist.utl.pt)

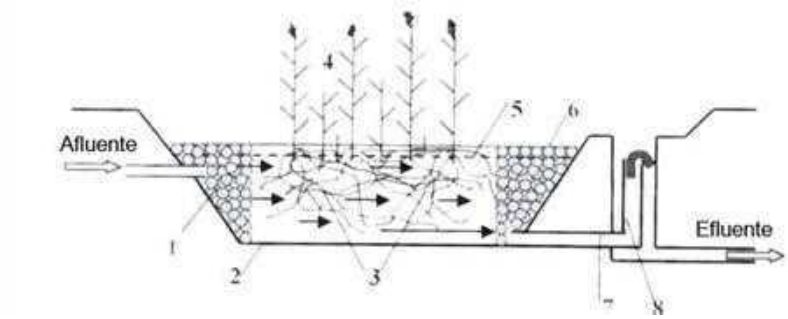
[2] Professor Catedrático, IST, Lisboa, Portugal

1. INTRODUÇÃO

O saneamento de pequenos aglomerados pode ser ainda considerado um desafio, nomeadamente em vastas áreas interiores de Portugal, onde as populações se encontram dispersas geograficamente e os recursos humanos e financeiros são reduzidos, e que ainda não estão satisfatóriamene servidas em termos de saneamento de águas residuais. Neste contexto, a aplicação de leitos de macrófitas para o tratamento de águas residuais tem sido identificada como uma alternativa adequada e sustentável, dado que apresenta necessidades reduzidas de manutenção e de energia (Puigagut e tal., 2007a).

As diversas vantagens oferecidas por este tipo de sistema conduziram a um aumento significativo do número de ETAR com tratamento por leitos de macrófitas em Portugal, em especial na última década. Actualmente encontram-se em operação perto de três centenas de sistemas.

O tipo mais comum de leitos de macrófitas aplicado na Europa diz respeito aos leitos com escoamento subsuperficial horizontal (Vymazal, 2005). Neste tipo de tratamento, o efluente é descarregado numa das extremidades de um leito preenchido com um material poroso, geralmente gravilha, percolando ao longo do sistema num movimento predominantemente horizontal. A superfície do leito encontra-se colonizada por plantas denominadas macrófitas, que se desenvolvem em solos com elevado teor de água, e cujas raízes contribuem para os processos que asseguram a depuração do efluente. Na Figura 1.1 apresenta-se um esquema em corte transversal de um leito de macróftas com escoamento subsuperficial horizontal.



Legenda: 1 – zona de distribuição; 2 – membrana impermeável; 3 – meio de suporte; 4 – vegetação; 5 – nível de água no leito; 6 – zona de recolha; 7 – tubagem de colecta; 8 – dispositivo de saída (regulação do nível de água no leito)

Figura 1.1 – Corte esquemático de um leito de macrófitas com escoamento sub-superficial horizontal (adaptada de Vymazal, 2003)

Este tipo de sistemas procura reproduzir os processos que ocorrem em sistemas húmidos naturais, com o objectivo de reduzir as concentrações de matéria orgânica (em termos de Carência Bioquímica de Oxigénio (CBO) e Carência Química de Oxigénio (CQO)) e de Sólidos Suspensos Totais (SST), no caso do tratamento secundário de efluentes domésticos. Estes sistemas permitem igualmente a remoção de outros tipos de poluentes, como o azoto e o fósforo (embora com eficiências mais reduzidas), metais diversos (cobre, cádmio, mercúrio) e microrganismos patogénicos. Os principais mecanismos de remoção de poluentes envolvidos incluem fenómenos de sedimentação, precipitação, adsorção, decomposição microbiológica e assimilação microbiológica (Wallace e Knight, 2006).

O elevado número de processos intervenientes torna a complexidade destes sistemas significativa, dificultando a compreensão dos diversos mecanismos presentes. Neste

sentido, têm sido desenvolvidos diversos estudos relativamente à análise de diferentes factores, como a influência do tempo de retenção hidráulico, da carga mássica aplicada e do meio de enchimento utilizado, entre outros, no desempenho hidráuilico e ambiental de leitos de macrófitas. Para leitos de macrófitas aplicados ao tratamento secundário de efluentes, o desempenho em termos de remoção de matéria orgânica é frequentemente traduzido pela eficiência na redução das concentrações da CBO_5 e da CQO, que podem variar de forma significativa. A análise de resultados obtidos em vários países apresentada por Puigagut et al. (2007b) refere eficiências de remoção da CBO_5 e da CQO entre 69% e 93% e entre 64% e 82%, respectivamente.

Alternativamente, o comportamento de leitos de macrófitas pode ser analisado em termos de carga mássica removida (expressa por unidade de área superficial do leito) o que permite estudar a capacidade de remoção de poluentes, em termos absolutos. Esta análise constitui um domínio importante no que respeita á avaliação do comportamento deste tipo de sistemas, uma vez que a carga mássica aplicada constitui uma dos critérios de dimensionamento propostos na literatura (USEPA 2000; Wood, 1995; TVA, 1993, citado por USEPA, 2000). Neste domínio, diversos estudos sugerem que a remoção mássica da CQO aumenta com o aumento da carga mássica aplicada ao leito (Caselles-Osorio e Garcia, 2007; Chazarenc et al., 2007).

A análise dos sistemas através do cálculo da eficiência na redução de concentrações ou da taxa de remoção mássica implica frequentemente monitorizações de longa duração, tipicamente meses ou anos, por forma a traduzir tendências médias. Esta situação conduz a que a maioria dos estudos analisem diferentes condições operacionais, mas cada uma num regime aproximadamente estacionário, em que as condições hidráulicas e ambientais se mantêm aproximadamente constantes.

Apesar de serem identificados como sistemas de tratamento robustos, recomendados para o tratamento de efluentes de parques de campismo ou hotéis, onde a variabilidade de caudais e centrações pode ser significativa (Masi et al., 2007), a compreensão do desempenho e capacidade de adaptação dos leitos de macrófitas face a eventos extremos, com aumentos significativos de caudais e cargas poluentes, encontra-se ainda numa etapa inicial de desenvolvimento, dado que a maioria dos estudos não aborda a resposta do sistema, face a períodos de variação de condições operacionais.

Ocorrências semelhantes podem ser igualmente observadas em muitas povoações de pequena dimensão, como é o caso de zonas interiores de Portugal, onde se registam variações significativas de caudal num curto espaço de tempo. Estas alterações resultam usualmente da contribuição de populações flutuantes, que aí se deslocam em alturas específicas do ano (Natal, Páscoa, período de verão, etc).

No âmbito do presente artigo analisa-se o comportamento de duas Estações de Tratamento de Águas Residuais (ETAR) com leito de macrófitas, face à ocorrência de eventos de carga mássica extrema (concentrações excepcionalmente elevadas). Cada uma das ETAR destina-se ao tratamento de águas residuais de uma pequena população com características essencialmente rurais, tendo-se verificado que em condições normais de funcionamento, essas infra-estruturas se encontram sobredimensionadas.

O aumento das concentrações afluentes a cada ETAR durante um período específico, de cerca de um mês, traduziu-se num aumento da carga mássica aplicada ao sistema, o que

afectou de forma significativa, dado o extenso período de variação, o respectivo desempenho.

Pretende-se, deste modo, contribuir para a compreensão do comportamento de leitos de macrófitas em situações onde ocorrem perturbações significativas das condições operacionais usuais, por forma a avaliar o efeito de tais variações.

2. MATERIAIS E MÉTODOS UTILIZADOS

2.1 Características das ETAR monitorizadas

As duas ETAR monitorizadas no âmbito do presente estudo servem as povoações de Fataca e Malavado, localizadas no concelho de Odemira, na região sul de Portugal.

Na Figura 2.1 apresenta-se uma vista geral da ETAR de Fataca e na Figura 2.2 apresenta-se uma vista geral da ETAR de Malavado.



Figura 2.1 – Vista geral da ETAR de Fataca.



Figura 2.2 – Vista geral da ETAR de Malavado.

Ambas as ETAR apresentam um esquema de tratamento constituído por uma grade manual, para pré-tratamento (remoção de sólidos grosseiros), seguida de uma fossa séptica, para tratamento primário, terminando num leito de macrófitas de escoamento sub-superficial horizontal para tratamento secundário do efluente. Cada leito encontra-se colonizado pela

espécie *Phragmites australis*, uma das espécies mais comuns no tratamento por leitos de macrófitas.

O escoamento no interior da ETAR ocorre de forma totalmente gravítica, não sendo necessário fornecer energia ao processo de tratamento, através de equipamento electromecânico.

Cada uma das povoações servida é constituída maioritariamente por habitações unifamiliares de um piso, existindo um pequeno estabelecimento de restauração na povoação de Malavado. De acordo com os Censos de 2001 (INE, 2002), a povoação de Malavado apresentava uma população residente de 104 habitantes enquanto que a população de Fataca ascendia a 80 habitantes. Estima-se, através do contacto com a população local, que a variação do número de residentes à data da realização do estudo não tenha sido significativa face aos valores registados no Censo.

A população em ano de horizonte de projecto (ano 2018) considerada no dimensionamento de cada ETAR foi de 200 e 350 habitantes para, respectivamente, Fataca e Malavado, valores que se afiguram bastante superiores aos registados actualmente. No Quadro 2.1 apresenta-se o caudal médio de dimensionamento de cada um dos leitos de macrófitas assim como a carga mássica da CBO_5 admitida (CMO, 1997).

Quadro 2.1 – Caudal médio e carga mássica considerados no dimensionamento dos leitos de macrófitas.

Parâmetro	Un.	ETAR	
		Malavado	Fataca
Caudal médio	l/s	0,49	0,28
Carga mássica	g/m2/dia	12	12

A monitorização das ETAR incluiu a medição do caudal através de medidores de nível ultrasónicos (ORACLE dB3, da PULSAR), associados a um descarregador de curva de vazão conhecida. Os medidores foram instalados à saída da fossa séptica (correspondente ao afluente ao leito de macrófitas) e na câmara de visita de descarga do leito de macrófitas. Os registos de altura de água sobre a crista do descarregador foram armazenados em intervalos de 5 minutos em *data loggers* e posteriormente convertidos para valores de caudal.

2.2 Campanhas de monitorização

As campanhas de monitorização da qualidade do efluente realizadas nas ETAR de Fataca e Malavado decorreram em dois períodos distintos, sendo o primeiro entre Julho e Setembro de 2005 e o segundo entre Maio de 2007 e Janeiro de 2008.

Para além das afluências provenientes de cada população, a rede de drenagem recebe também, pontualmente, descargas adicionais provenientes de um festival de verão que decorre anualmente no início do mês de Agosto, designado por Festival Sudoeste. O Festival realiza-se na Herdade da Quinta Branca, localizada junto da povoação da Zambujeira do Mar, dispondo de um parque de campismo, para além do recinto de espectáculos.

No verão de 2005 o festival decorreu entre 3 e 7 de Agosto, sendo descarregado nas redes de drenagem afluentes às ETAR de Fataca e Malavado, durante aquele período, parte dos efluentes provenientes de instalações sanitárias provisórias. Durante o verão de 2007 o

mesmo festival decorreu entre 1 e 5 de Agosto, tendo sido efectuadas descargas apenas na rede de drenagem associada à ETAR de Malavado.

Apesar da alteração de caudais ter sido bastante localizada em termos temporais, o aumento das concentrações à saída da fossa séptica prologou-se por cerca de um mês, possivelmente devido à ressuspensão das lamas na fossa séptica. De facto, as descargas na rede de drenagem foram efectuadas apenas durante a semana em que decorreu o Festival através de camiões do tipo Jopper de 6 e 10 m^3 de capacidade. O volume de efluentes proveniente do Festival Sudoeste descarregado em cada ETAR não é conhecido com exactidão, devido à ausência de registos oficiais.

De acordo com informações fornecidas pelo pessoal responsável pela gestão das ETAR, a descarga de caudais adicionais foi efectuada num período de tempo muito curto (cerca de 20 minutos), originando caudais pontuais elevados. Esta situação provocou um aumento significativo de caudal à entrada de cada ETAR, o que terá conduzido a condições favoráveis à mistura do efluente existente no interior da fossa séptica, provocando um aumento das concentrações de matéria orgânica no efluente deste órgão.

Estas ocorrências permitiram analisar a resposta dos leitos de macrófitas a um aumento de concentrações muito significativo, traduzindo-se num aumento significativo da carga mássica aplicada a cada leito. Deste modo, o estudo incidiu sobre três eventos de carga mássica elevada, tendo dois ocorrido no período de Verão de 2005 (um em cada ETAR), e o terceiro no período de Verão de 2007, na ETAR de Malavado.

Para análise do desempenho de cada leito de macrófitas, no que respeita à qualidade do efluente tratado, foram efectuadas amostragens semanais, através da recolha de amostras simples, nas secções a montante e a jusante de cada leito de macrófitas e ao dia de semana, não se incluindo feriados.

As amostras recolhidas foram acondicionadas em recipiente refrigerado e transportadas de imediato para o laboratório, onde foram analisadas relativamente aos seguintes parâmetros:

- Carência Bioquímica de Oxigénio, a 20º e 5 dias (CBO_5);

- Carência Química de Oxigénio (CQO);

- Sólidos Suspensos Totais (SST).

3. EFEITO DAS DESCARGAS NO COMPORTAMENTO DOS LEITOS DE MACRÓFITAS

3.1 ETAR de Malavado

No ano de 2005, a perturbação do funcionamento da ETAR do Malavado devido a descargas adicionais do Festival Sudoeste foi inferior à registada em 2007, conforme se pode observar pelas variações registadas nas concentrações da CBO_5, CQO e SST à entrada e à saída do leito de macrófitas, que se apresentam na Figura 3.1. Esta situação resulta de uma descarga de caudais adicionais no ano de 2005 inferior à que ocorreu em 2007.

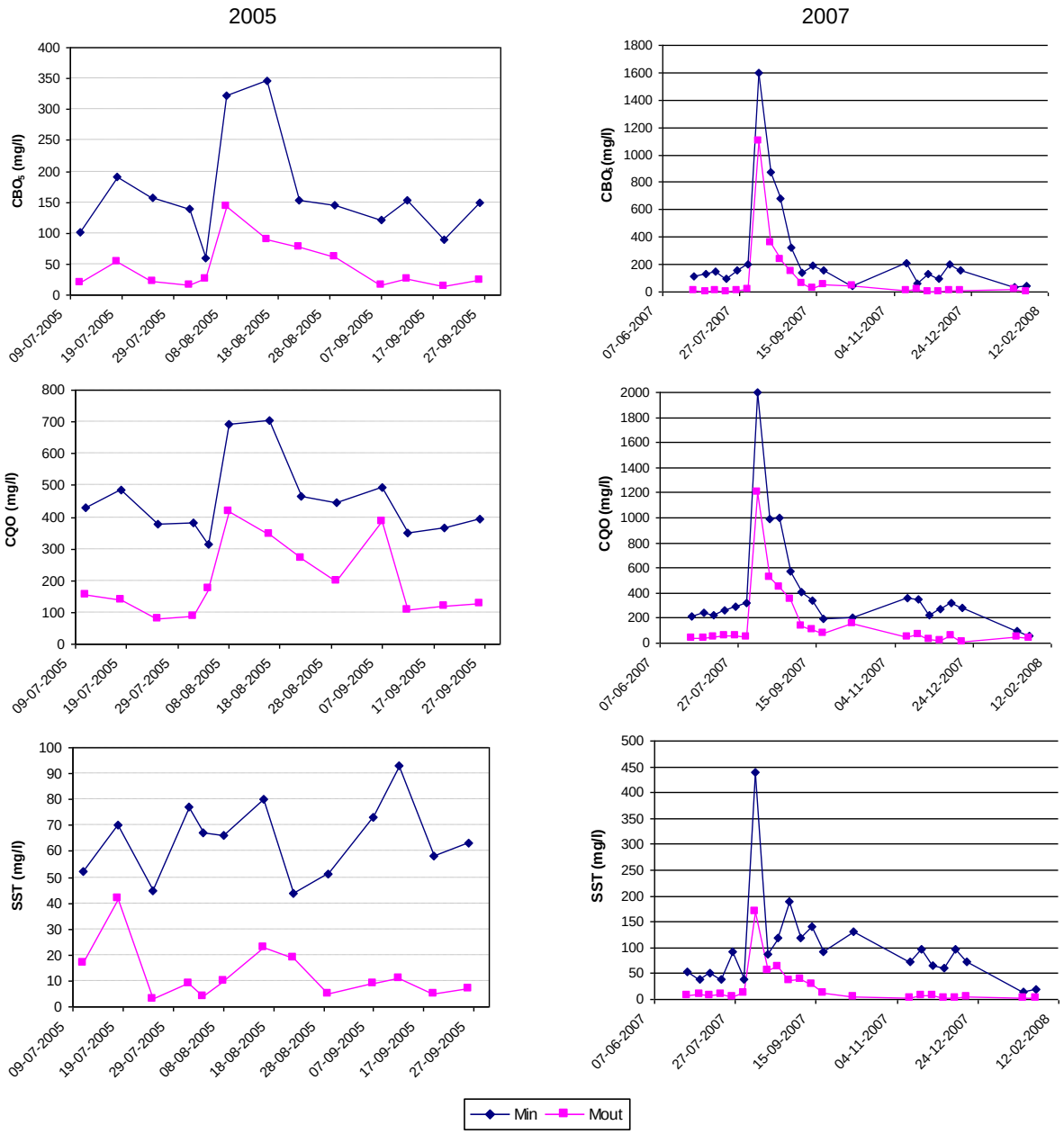


Figura 3.1 – Variação das concentrações da CBO_5, CQO e SST à entrada (M*in*) e à saída (M*out*) do leito de macrófitas de Malavado.

Da análise da Figura 3.1 verifica-se que em 2005 as maiores alterações registaram-se em termos da CBO_5 e CQO, sendo pouco significativa a variação das concentrações de SST. Uma vez terminado o período de descargas, as concentrações afluentes ao leito mantiveram-se elevadas durante cerca de duas semanas, tendo as concentrações dos efluentes retomado valores próximos dos que antecederam as descargas no início/meados de Setembro. Deste modo, apesar das descargas terem sido efectuadas durante apenas uma semana, a recuperação do leito de macrófitas só foi atingida após cerca de quatro semanas de operação.

No evento de 2007, os picos de concentração atingidos por cada parâmetro foram bastante mais significativos, tendo-se registado concentrações elevadas no efluente da fossa séptica durante as cinco semanas que se seguiram às descargas. Esta situação teve como consequência uma recuperação das características do efluente final mais demorada, que só foi atingida entre Outubro e Novembro.

O registo de caudais na ETAR do Malavado apresentou perturbações diversas durante o período em análise, o que permitiu apenas estimar o caudal afluente à ETAR em cerca de 7 m^3/dia, na ausência de descargas adicionais. Esta condicionante inviabilizou a análise das cargas mássicas aplicadas à ETAR, tendo os resultados sido analisados apenas em termos de eficiências de remoção de poluentes.

O impacto das descargas adicionais fez-se sentir em termos de eficiência de remoção de matéria orgânica do leito de macrófitas, mesmo após a regularização das concentrações afluentes. No Quadro 3.1 apresenta-se a eficiência média de remoção da CBO_5 e da CQO no período que antecedeu as descargas (considerando os valores até 1 de Agosto de 2005) e no período de monitorização, após a regularização das concentrações afluentes (após 29 de Agosto de 2005).

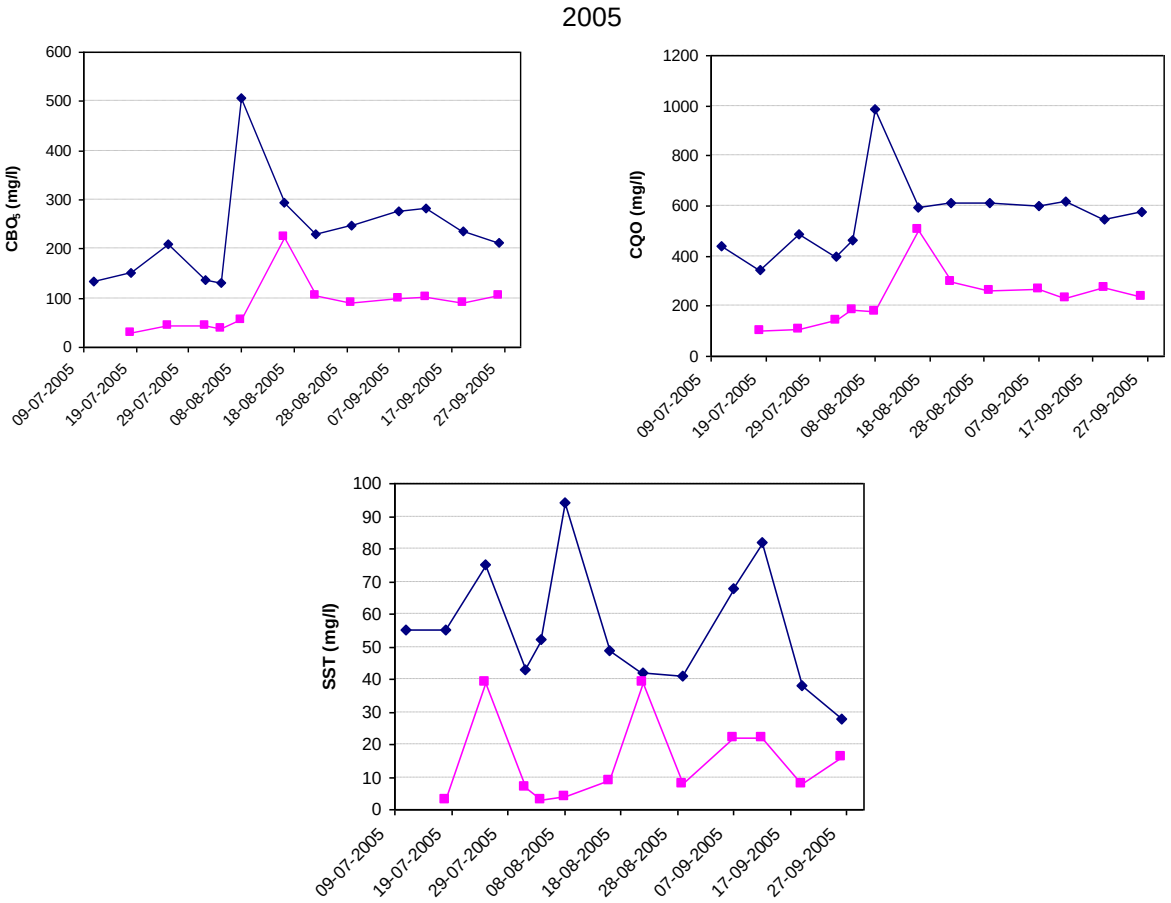
Quadro 3.1 – Eficiências de remoção no leito de macrófitas de Malavado.

Parâmetro	Un.	Leito de macrófitas do Malavado	
		Antes das descargas	Após estabilização
		2005	
$CBO_{5\ in}$	mg/l	148	132
$CBO_{5\ out}$	mg/l	28	28
Eficiência		81%	79%
CQO_{in}	mg/l	420	411
CQO_{out}	mg/l	116	188
Eficiência		72%	54%
		2007	
$CBO_{5\ in}$	mg/l	141	121
$CBO_{5\ out}$	mg/l	8	18
Eficiência		94%	86%
CQO_{in}	mg/l	257	244
CQO_{out}	mg/l	48	61
Eficiência		81%	75%

A eficiência de remoção da $CBO_{5,}$ após a estabilização das concentrações à saída da fossa séptica, atingiu valores muito próximos dos registados antes das descargas. Em termos da CQO a variação foi mais significativa , devido possivelmente ao eventual arrastamento de matéria orgânica acumulada no interior do leito, de degradação mais lenta.

3.2 ETAR de Fataca

As descargas na ETAR de Fataca durante o evento de 2005 provocaram um pico de concentrações semelhante ao verificado na ETAR do Malavado, conforme se pode observar na Figura 3.2.



No dia 11 de Julho de 2005 a ETAR apresentava descarga nula, não sendo possível recolher amostras na secção de descarga.

Figura 3.2 - Variação das concentrações da CBO_5, CQO e SST à entrada (Fin) e à saída (F*out*) do leito de macrófitas de Fataca.

A principal diferença face à ETAR de Malavado residiu no facto da estabilização das concentrações observada no final de Agosto de 2005 ter ocorrido com valores superiores aos registados em Julho, antes de se verificar a perturbação do comportamento da fossa séptica, provocada pelas descargas. Esta situação conduziu a uma redução da eficiência da CBO_5, assim como da CQO, conforme se apresenta no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 - Eficiências de remoção no leito de macrófitas de Fataca.

Parâmetro	Un.	Leito de macrófitas de Fataca	
		Antes das descargas	Após estabilização
$CBO_{5\ in}$	mg/l	157	251
$CBO_{5\ out}$	mg/l	42	98
Eficiência		73%	61%
CQO_{in}	mg/l	423	590
CQO_{out}	mg/l	143	254
Eficiência		66%	57%

A observação este fenómeno suscitou uma análise mais detalhada do evento, através da análise de cargas mássicas. Dado que na ETAR de Fataca foi possível obter, com qualidade, registos de caudal afluente ao leito durante o ano de 2005, procedeu-se à determinação da carga mássica aplicada, carga mássica efluente e carga mássica removida, cujos valores se apresentam no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Cargas mássicas no leito de macrófitas de Fataca.

Parâmetros	Un.	Leito de macrófitas de Fataca	
		Antes das descargas	Após estabilização
Qm	l/s	0,08	0,06
carga máss. CBO_5 afluente	$g/m^2/dia$	2,7	3,4
carga máss. CBO_5 efluente	$g/m^2/dia$	0,7	1,3
Remoção mássica	$g/m^2/dia$	2,0	2,1
carga máss. CQO afluente	$g/m^2/dia$	7,2	8,1
carga máss. CQO efluente	$g/m^2/dia$	2,4	3,5
Remoção mássica	$g/m^2/dia$	4,8	4,6

Os resultados apresentados no Quadro 3.3 evidenciam que apesar da redução de eficiência da ETAR, tanto em termos da CBO_5 como da CQO, a remoção da carga mássica permaneceu praticamente inalterada, durante os eventos. Este facto pode ser interpretado como traduzindo o comportamento do leito em termos absolutos revelando que a alteração de eficiência apenas constitui, na realidade, uma alteração aparente do funcionamento do leito.

É ainda de salientar que a determinação das cargas mássicas foi efectuada considerando constante o caudal afluente e efluente do leito. Na realidade, o efeito da evapotranspiração em leitos de macrófitas pode contribuir para uma redução significativa do caudal descarregado, sobretudo durante os meses mais quentes de Verão. No caso específico do leito de macrófitas de Fataca registaram-se taxas de evapotranspiração em Julho de 2007 de cerca de 10 mm/dia, originando uma redução de caudal no leito de macrófitas de cerca de 60% (Galvão, 2009).

3.3 Apreciação global dos efeitos das descargas adicionais

Numa apreciação global dos resultados apresentados, verifica-se que o aumento de concentrações afluentes aos leitos de macrófitas de Malavado e Fataca conduziram a uma redução da eficiência de remoção de matéria orgânica, Hagendorf et al. (2005) apresentam resultados semelhantes, sendo que o aumento pontual da carga hidráulica, devido a eventos de precipitação, não afectou o desempenho do leito em estudo. Por outro lado, estudos de aumento da carga hidráulica, mantendo a concentração aproximadamente constante (o que se traduz num aumento proporcional da carga mássica aplicada) deram origem a uma diminuição da eficiência de remoção (Motta Marques et al., 2001; García et al., 2005).

Tendo em consideração que os leitos de macrófitas são apontados como tecnologias robustas, capazes de fazer face a variações das solicitações a que se encontram normalmente ou usualmente sujeitas, como é o que ocorre, frequentemente, com efluentes de hotéis e parques de campismo (Masi et al., 2007), seria espectável que os leitos de macrófitas de Fataca e Malavado não fossem tão afectados em termos de qualidade do efluente final, em particular no ano de 2005.

A explicação para este fenómeno reside, possivelmente, nos reduzidos caudais afluentes a que ambas as ETAR se encontram sujeitas. Apesar de apresentarem tempos de retenção

hidráulica elevados (superiores a 10 dias em ambos os casos), o reduzido caudal afluente poderá condicionar a capacidade de tratamento biológico instalada na ETAR, em termos, por exemplo, de desenvolvimento de biofilmes..

Atendendo a que ambas as ETAR estudadas servem actualmente populações muito inferiores às de projecto, recebendo cerca de 20% a 30% dos respectivos caudais de dimensionamento, o funcionamento para cargas hidráulicas bastante inferiores às de projecto traduz-se igualmente em reduzidas cargas mássicas. Esta condição poderá conduzir ou limitar a formação de biofilmes no interior dos leitos, o que faz com que a biomassa disponível para assimilação da carga orgânica e outros poluentes não tenha capacidade de reposta, para os picos de afluência de carga registados.

Esta hipótese é suportada pelos resultados obtidos no leito de macrófitas de Fataca, onde a remoção mássica não sofreu alterações significativas apesar do aumento da carga mássica afluente.

A relação entre carga mássica aplicada e removida foi já apontada por diversos autores, tendo Mitchell e McNevin (2001) referido que existe um limite físico para o número máximo de microrganismos activos num dado leito, ao qual corresponde uma remoção mássica máxima.

Do mesmo modo, tendo em atenção que o biofilme desenvolvido em leitos de macrófitas de escoamento subsuperficial se encontra sobretudo à superfície do meio de enchimento, será de esperar que, para um dado conjunto de condições operacionais, entre as quais se incluem, naturalmente, as respeitantes a concentrações de matéria orgânica e de caudais afluentes, a massa de biofilme instalada seja aproximadamente constante. condicionando a capacidade de resposta do sistema, em termos de tratamento. Se as condições operacionais se alterarem significativamente, o biofilme instalado poderá não ter capacidade de aumentar a capacidade de assimilação de poluentes orgânicos, reflectindo-se no desempenho global do sistema.

Dado que o estabelecimento de biofilme em leitos de macrófitas ocorre ao longo de vários meses (Kadlec et al., 2000), a exposição a cargas adicionais por um período de apenas algumas semanas, será possivelmente insuficiente para garantir o crescimento sustentado dos microrganismos e o aumento consequente das taxas de remoção mássica.

4. SÍNTESE CONCLUSIVA

O tratamento de efluentes através de leitos de macrófitas constitui uma tecnologia recomendada para os efluentes de pequenos aglomerados populacionais, proporcionando, de forma sustentada, um grau de tratamento secundário.

Esta tecnologia é geralmente identificada como robusta, com capacidade para suportar alterações relativamente bruscas das características dos efluentes, como as que decorrem da exploração de hotéis ou parques de campismo, em que os caudais e cargas poluentes podem variar de forma significativa ao longo do ano No âmbito da presente comunicação analisa-se o efeito do aumento de concentrações de poluentes nos afluentes a dois leitos de macrófitas localizados na região sul de Portugal, tendo-se verificado uma redução da eficiência de remoção da matéria orgânica, sobretudo em termos da CQO. Estes efeitos

resultaram das cargas poluentes adicionais decorrentes do Festival Sudoeste, cujos resíduos são descarregados naquelas ETAR durante curtos períodos, em período estival.

Uma análise mais detalhada, baseada da determinação da carga mássica removida, revelou que a capacidade de tratamento do leito de macrófitas permanece, em termos absolutos, relativamente inalterada face a estes eventos, O facto de as ETAR analisadas se encontrarem a funcionar abaixo da capacidade de dimensionamento, conduziu à formação de uma massa de biofilme compatível com a carga mássica realmente aplicada ao leito, à qual corresponde uma determinada capacidade de assimilação da matéria orgânica.

Os resultados obtidos alertam, assim, para a necessidade de aprofundar conhecimentos no domínio do comportamento ambiental de leitos de macrófitas, face a alterações de cargas poluentes e de caudais, que ocorrem em diversas unidades, como hotéis e parques de campismo, mas também em muitas localidades portuguesas, nomeadamente no período de Verão, devido essencialmente a contribuição de população flutuante. Nessas condições alteram-se as solicitações a que os leitos de macrófitas estão sujeitas nos restantes períodos do ano, induzindo alterações significativas na eficiência dos sistemas de tratamento, dado poder permanecer praticamente inalterada a carga mássica removida.

Nestas situações a remoção mássica apresenta-se, deste modo, como um parâmetro relevante a ser determinado, dado que constitui possivelmente um indicador que traduz de forma mais realista o comportamento dos sistemas.

AGRADECIMENTOS

Este estudo foi desenvolvido no âmbito do projecto ICREW – Programa INTERREG IIIB para a área Atlântica e SPESSA – POCI/AMB/60582/2004, financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia, POCI 2010 e FEDER. Os autores gostaria de agradecer ao Município de Odemira pela colaboração nas campanhas de amostragem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Câmara Municipal de Odemira (CMO). (1997). *Empreitada de Construção das Estações de Tratamento de Águas Residuais de Fataca e Malavado – Memória Descritiva e Justificativa*. CMO, Odemira.

Caselles-Osorio, A. e García, J. (2007). Effect of physico-chemical pre-treatment on the removal efficiency of horizontal subsurface-flow constructed wetlands. *Environmental Pollution*, 146 (1), pp. 55-63.

Chazarenc, F., Maltais-Landry, G., Troesch, S., Comeau, Y. e Brisson, J. (2007). Effect of loading rate on performance of constructed wetlands treating an anaerobic supernatant. *Water Science and Technology*, 56 (3), pp. 23-39.

Galvão, A. (2009). Comportamento hidráulico e ambiental de leitos de macrófitas para o tratamento de efluentes. Tese de Doutoramento em Engenharia do Ambiente. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa.

García, J., Aguirre, P., Barragán, J., Mujeriego, R., Matamoros, V. e Bayona, J. (2005). Effect of key design parameters on the efficiency of horizontal subsurface flow constructed wetlands. *Ecological Engineering*, 25 (4), pp. 405-418.

Hagendorf; U., Diehl, K., Feuerpfeil, I., Hummel, A., Lopez-Pila, J., Szewzyk, R. (2005). Microbiological investigations for sanitary assessment of wastewater treated in constructed wetlands. *Water Research*, 39, pp. 4849-4858.

Instituto Nacional de Estatística (INE). (2002). *XIV Recenseamento Geral da População*, DRC. CENSOS 2001.

Kadlec, R., Knight, R., Vyzamal, J., Brix, H., Cooper, P. e Harbel, R. (2000). *Constructed Wetlands for Pollution Control – Processes, Performance, Design and Operation.* IWA Specialist Group on Use of Macrophytes in Water Pollution Control, Scientific and Technical Report Nº 8. IWA Publishing, London.

Masi, F., Martinuzzi, N., Bresciani, R., Giovannelli, L. e Conte, G. (2007). Tolerance to hydraulic and organic load fluctuations in constructed wetlands. *Water Science and Technology*, 56 (3), pp. 39-48.

Mitchell, C. e McNevin, D. (2001). Alternative analysis of BOD removal in subsurface flow constructed wetlands employing Monod kinetics. *Water Research*, 35 (5),pp. 1295-1303.

Motta Marques, D., Leite, G. e Giovannini, S. (2001). Performance of two macrophyte species in experimental wetlands receiving variable loads of anaerobically treated municipal wastewater. *Water Science and Technology*, 44 (11-12), pp. 311-316.

Puigagut, J., Salvado, H., Garcia, D., Granes, F. e Garcia, J. (2007a). Comparison of microfauna communities in full scale subsurface flow constructed wetlands used as secondary and tertiary treatment. *Water Research* (41), pp. 1645-1652.

Puigagut, J., Villasenor, J., Salas, J., Bécares, E. e García, J. (2007b). Subsurface-flow constructed wetlands in Spain for the sanitation of small communities: A comparative study. *Ecological Engineering*, 30, pp. 312–319.

U.S. EPA (2000). *Constructed Wetlands Treatment of Municipal Wastewaters*. EPA 625/R-99/010, U.S. EPA Office of Research and Development: Washington, D.C., United States.

Vymazal, J. (2005). Horizontal sub-surface flow and hybrid constructed wetlands systems for wastewater treatment. *Ecological Engineering*, 25, pp. 478-490.

Vyzamal, J. (2003). Types of Constructed Wetlands. Comunicação apresentada no *1st International Seminar on the use of Aquatic Macrophytes for Wastewater Treatment in Constructed Wetlands*. Lisboa, 8-10 Maio 2003.

Wallace, S. e Knight, R. (2006). *Small-Scale Constructed Wetland Treatment Systems: Feasibility, Design Criteria and O&M Requirements*. Water Environment Research Foundation e IWA Publishing, London, United Kingdom.

Wood, A. (1995). Constructed wetlands in water pollution control: fundamentals to their understanding. *Water Science and Technology*, 32 (3), pp. 21-29.

CONCENTRAÇÃO DE AMOSTRAS DESTINADAS À ANÁLISE DE *CRYPTOSPORIDUM* E *GIARDIA*

Implementação de sistemas de filtração no local na AdDP

Margarida M. VALENTE (1); João S. VILAÇA (2)

RESUMO

Cryptosporidium e *Giardia* são protozoários, parasitas que afectam os seres humanos e animais, habitantes ubíquos do meio aquático, têm na água um excelente meio de transmissão.

O primeiro estudo publicado sobre a presença de *Cryptosporidium* e *Giardia* em água no norte de Portugal, confirma a sua presença e sugere a implementação de programas de acompanhamento sistemático para ambos os protozoários.

Apesar de não existir imposição legal para a monitorização de *Cryptosporidium* e *Giardia* em água destinada ao consumo humano, a não ser quando são detectados outros patogenes como *Clostridium*, a AdDP monitorizou desde 2000 a sua presença na água superficial e na água tratada, em 30L de amostra.

Em 2010, com o objectivo de acompanhar as recomendações internacionais, tendo em vista a preservação da saúde pública, foi decidido aumentar o volume de amostra a analisar para 100L de água superficial e 1000L de água tratada. Para tal, foram implementados sistemas de filtração no local, Filta-Max Xpress→, os quais permitem a concentração da amostra no local. Esta metodologia apresentou um bom desempenho facilitando o transporte e armazenamento das amostras, apenas estando limitada quando a turvação é elevada ou estão presentes outros materiais na amostra que levem à colmatação precoce do filtro.

Palavras-chave: *Cryptosporidum*, *Giardia,* filtração, monitorização, saúde pública.

(1) Licenciada em Bioquímica; Pós-Graduada em Qualidade da Água e Controlo da Poluição; Pós-Graduada em Saúde Pública; Responsável de Área de Laboratório da Águas do Douro e Paiva, S.A., Rua de Vilar, 235, 5º, 4050-626 Porto, Tl 22-6059300, Fax 22-6059302, mvalente@addp.pt.

(2) Licenciado em Microbiologia; MBA em Gestão de Empresas; Director de Produção da Águas do Douro e Paiva S.A., Rua de Vilar, 235, 5º, 4050-626 Porto, Tl 22-6059300, Fax 22-6059302, jvilaca@addp.pt.

1. INTRODUÇÃO

O controlo da presença de parasitas, *Cryptosporidum* e *Giardia,* nos rios, albufeiras e ao longo das várias etapas de tratamento de água nas estações de tratamento, é um aspecto cada vez mais importante em termos de saúde pública. A contaminação da água destinada ao consumo humano, por estes microrganismos, é um problema que tem vindo a assumir uma importância cada vez mais significativa e preocupante, podendo constituir um grave risco para a saúde, se não for devidamente analisada e acompanhada.

Cryptosporidum e *Giardia* são protozoários, parasitas intestinais, amplamente distribuídos na natureza: fezes, solo, alimentos, superfícies contaminadas e água, sendo reconhecidos como os principais causadores de patologias gastrointestinais em todo o mundo. Estes parasitas infectam o homem, com maior impacto nas crianças e indivíduos imunocomprometidos. Muitos animais podem ser reservatórios de *Cyptosporidium* e *Giardia*, sendo os bovinos, a principal fonte de contaminação.

Devido à capacidade destes parasitas formarem estruturas protectoras, oocistos e cistos, as quais permitem a sobrevivência durante longos períodos de tempo na água, disseminam-se pelo meio ambiente, podendo resistir durante meses, mantendo a sua capacidade infecciosa. Por outro lado, os tratamentos convencionais da água não produzem efeito sobre a infecciosidade destes organismos, podendo ultrapassar as barreiras de tratamento convencionais e chegar à população. Estão reportados diversos surtos de cryptosporidiose e giardiase por todo o mundo associados ao consumo de água. Estudos comparativos mostraram que aquando da ocorrência destes surtos, a água respeitava os parâmetros convencionais de qualidade. Devido à excepcional resistência destes parasitas aos desinfectantes, *Escherichia coli* não é um índice fiável para a sua presença/ausência nos sistemas de abastecimento (WHO, 2004).

Na região do norte de Portugal, observa-se a maior densidade de explorações de bovinos, favorecendo a disseminação do parasita. A água superficial captada nos rios é utilizada para os animais beberem e para fins agrícolas e as fezes são directamente libertadas para os rios ou chegam lá devido a escorrências. Os resultados sugerem que a contaminação das águas superficiais no norte de Portugal é significativa, devendo a criptosporidiose e a giardiase ser consideradas como uma importante questão de saúde pública nesta região (Almeida A., 2010).

Em Portugal, em termos legislativos, o Decreto-Lei 306/2007 apenas prevê a necessidade de proceder à análise de outros microrganismos patogénicos, por exemplo, *Cryptosporidum,* caso se verifique incumprimento no parâmetro *Clostridium perfringens*.

Apesar de não existir imposição legal para a monitorização de *Cryptosporidium* e *Giardia* na água de abastecimento, a Águas do Douro e Paiva (AdDP), monitoriza a presença destes parasitas desde 2000. Em 2008, implementou um sistema automático de detecção de *Cryptosporidium* e *Giardia*, Filta-Max Xpress→ da IDEXX, com base na norma EPA 1623. No entanto, existia a limitação do volume analisado devido à dificuldade de transporte de amostras. Em 2010, de modo a solucionar este problema, a AdDP, em colaboração com a IBERLAB & Imunoreage, à imagem do que é feito no Reino Unido e nos Estados Unidos,

implementaram na AdDP um sistema de concentração no local, o qual permite a filtração de grandes volumes de amostra (100L de água superficial e 1000L de água tratada).

Actualmente, estes sistemas, 11 fixos e 3 portáteis, encontram-se em funcionamento em 14 pontos de amostragem, existentes nas ETA's de Lever, Castelo de Paiva, Ferreira e Ferro, sendo controladas todas as origens de água, saída das ETA's e rede de distribuição.

2. PARASITAS NA ÁGUA

2.1. *Cryptosporidium* e *Giardia*

Muitas espécies de protozoários que são parasitas do Homem têm sido responsáveis por surtos epidémicos, alguns de grande dimensão e elevada mortalidade. De entre os parasitas deste tipo, com maior impacte actual em termos de saúde pública, referem-se o *Cryptosporidium* e a *Giardia*, como especialmente relevantes, no que se refere à qualidade da água de consumo e riscos associados (Mendes B., 2004).

O *Cryptosporidium* é um parasita intracelular que infecta o tracto gastrointestinal dos vertebrados, incluindo o ser humano. A infecção humana, cryptosporidiose, é normalmente causada por *Cryptosporidium parvum*, embora outras espécies também possam causar doença (WHO, 2004). É transmitido por via fecal-oral, através do contacto pessoa-a-pessoa, pessoa-animal e pelo consumo de água ou alimentos contaminados (Figura 1); (http://www.cdc.gov acedido a 19 de Julho de 2010).

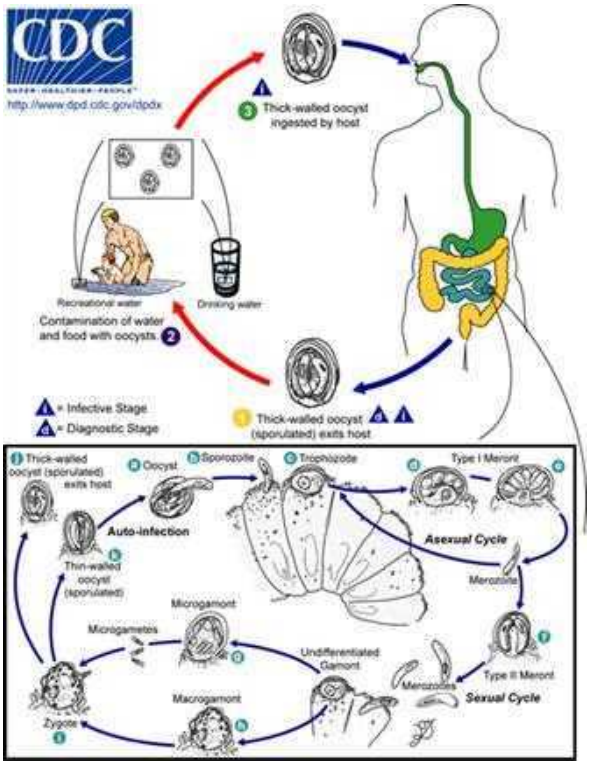


Figura 1. Modo de transmissão do *Cryptosporidium*.

Os oocistos de *Cryptosporidium* possuem forma coccidiana, com ∅ 4-6 μm, são excretados nas fezes e podem sobreviver durante semanas ou meses em água. Uma grande variedade de animais são reservatórios de *Cryptosporidium*, no entanto, os humanos e os bovinos, em particular os bezerros, constituem a maior fonte de contaminação. Um bezerro infectado pode excretar 10^{10} oocistos por dia (WHO, 2004).

O *Cryptosporidium* geralmente causa diarreia, náuseas, vómitos e febre. A severidade da cryptosporidiose varia com a idade e o estado do sistema imunitário. Aliado ao facto de uma pequena dose de oocistos poder causar infecção e de não existir nenhum medicamento eficaz na prevenção ou tratamento, a melhor forma de evitar a infecção, consiste na sua remoção da água de abastecimento (WHO, 2004).

A *Giardia* é um parasita extracelular que infecta o tracto gastrointestinal dos humanos e alguns animais. A infecção humana, giardiase, é normalmente causada por *Giardia intestinalis*, também conhecida por *Giardia lamblia* ou *Giardia duodenalis* (WHO, 2004). É transmitida por via fecal-oral, através do contacto pessoa-a-pessoa, pessoa-animal e pelo consumo de água ou alimentos contaminados (Figura 2); (http://www.cdc.gov acedido a 19 de Julho de 2010).

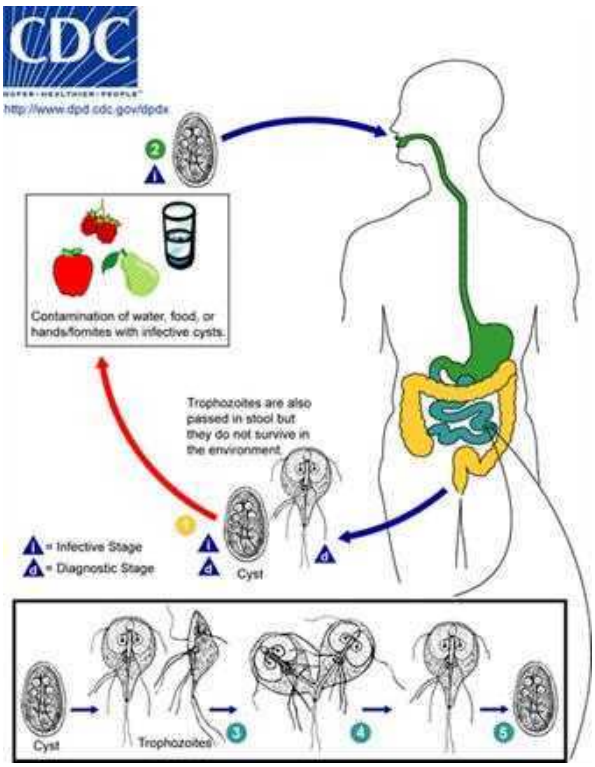


Figura 2. Modo de transmissão da *Giardia.*

Os cistos de *Giardia* possuem forma ovóide, com ∅ 8-12 μm, são excretados nas fezes e podem sobreviver durante semanas ou meses em água. Uma grande variedade de animais é reservatório de Giardia.

A *Giardia* geralmente causa diarreia, dores abdominais e má absorção a nível do intestino delgado, em particular nas crianças. A giardiase pode tornar-se crónica, persistindo durante mais de um ano. A melhor forma de evitar a infecção, consiste na sua remoção da água de abastecimento (WHO, 2004).

Os cistos de *Giardia* não são tão resistentes como os oocistos de *Cryptosporidium,* possuindo, no entanto, maior patogenicidade.

2.2. Significância na água destinada a consumo humano

A água é a maior via de transmissão de *Cryptosporidium* e *Giardia*, onde podem resistir e permanecerem infecciosos devido à sua forma robusta, o oocisto e o cisto, respectivamente.

Estes patogenes podem entrar nas águas superficiais utilizadas como fonte para produção de água potável, a partir de resíduos agrícolas ou urbanos e descargas de águas residuais causando um ciclo de infecção para os seres humanos e animais.

Os hospedeiros infectados defecam no ambiente grande número destes organismos, contribuindo para um aumento da contaminação ambiental, em particular nos cursos de água. Cistos e oocistos não só permanecem infectantes durante longos períodos no ambiente, mas também são resistentes aos processos convencionais de tratamento de água, representando um sério problema de saúde pública. Este problema é também

potenciado pelo facto de o número de parasitas necessário para induzir infecção ser pequeno, ou seja, a dose infecciosa para *Cryptosporidium spp.*é de 83-123 oocistos e para *Giardia duodenalis* é de 19-50 cistos. Extrapolações a partir dos dados recolhidos no maior surto de *Cryptosporidium* ocorrido no mundo associado ao consumo de água, o surto de Milwaukee, indicam uma ainda menor dose infecciosa, 1-10 oocistos (Almeida A., 2010).

3. REMOÇÃO DE PARASITAS DA ÁGUA

Embora a cloragem elimine a maior parte das bactérias e vírus existentes na água, os oocistos e os cistos são extremamente resistentes e a sua viabilidade não é afectada mesmo após exposição prolongada ao cloro. Oocistos e cistos viáveis e com capacidade infecciosa conseguem ultrapassar os processos de tratamento de água potável e residual convencionais.

As Guidelines da Organização Mundial de Saúde atribuem um importante papel à água potável na transmissão de *Cryptosporidium* e *Giardia*. Os respectivos oocistos e cistos são extremamente resistentes a oxidantes, tais como o cloro (Quadro 1). Devido a esta resistência excepcional, a *Escherichia coli* ou Coliformes termotolerantes, não podem ser considerados como indicadores da presença/ausência de oocistos de *Cryptosporidium* ou cistos *Giardia* em água de abastecimento (WHO, 2004).

Quadro 1. Redução de Protozoários obtida por processos de tratamento convencionais e avançados (WHO, 2004).

Processo de tratamento	Remoção
Pré-tratamento	
Filtros de desbaste	Alguma (Provavelmente correspondente à remoção de turvação)
Microtamização	0%
Armazenamento	0% (99% de remoção em 3 semanas)
Filtros na margem	99,99%
Coagulação / floculação / sedimentação	
Clarificação convencional	30% (90% dependendo do coagulante, pH, temperatura, alcalinidade, turvação)
Clarificação alta eficiência	95% (99,99% dependendo da utilização de polímero)
Flotação com ar dissolvido	95% (99,99% dependendo do pH, dose de coagulante, tempo de floculação, taxa de recirculação)
Amaciamento	Baixa inactivação (99% sedimentação, inactivação pH 11,5)
Permuta iónica	
Permuta iónica	0%
Filtração	
Filtração granular de alta eficiência	70% (99,9% sob condições óptimas de coagulação)
Filtros lentos de areia	50% (99% sob condições óptimas de amadurecimento, limpeza, enchimento e na ausência de curto circuito)
Filtração	
Filtração com pré-revestimento, incluindo terra de diatomácias e perlite	99,9% (99,99% dependendo da granulometria e taxa de filtração)
Filtração por membrana - microfiltração	99,9-99,99% com pré-tratamento adequado e conservação da integridade da membrana
Filtração por membrana - ultrafiltração, nanofiltração e osmose inversa	Remoção completa, com pré-tratamento adequado e conservação da integridade da membrana
Desinfecção	
Cloro	Giardia: 230 mg.min/L a 0,5ºC; 100 mg.min/L a 10ºC; 41 mg.min/L a 25ºC, ambos a pH 7-7,5 Cryptosporidium é resistente
Monocloramina	Giardia: 2550 mg.min/L a 1ºC; 1000 mg.min/L a 15ºC, ambos a pH 6-9 Cryptosporidium é resistente
Dióxido de cloro	Giardia: 42 mg.min/L a 1ºC; 15 mg.min/L a 10ºC; 7,3 mg.min/L a 25ºC, ambos a pH 6-7 Cryptosporidium 40 mg.min/L a 22ºC e pH8
Ozono	Giardia: 1,9 mg.min/L a 1ºC; 0,63 mg.min/L a 15ºC a pH 6-7 Cryptosporidium 40 mg.min/L a 1ºC; 4,4 mg.min/L a 22ºC
Radiação UV	Giardia: 99% inactivação: 5 mJ/cm^2 Cryptosporidium 99% inactivação: 10 mJ/cm2

4. MONITORIZAÇÃO DA PRESENÇA DE PARASITAS NA ÁGUA

4.1. O caso do Reino Unido e Estados Unidos

As agências reguladoras do Reino Unido e dos Estados Unidos abordam a monitorização da água destinada ao consumo humano de forma diferente.

Nos Estados Unidos as entidades gestoras não são obrigadas a monitorizar a presença de *Cryptosporidium* e *Giardia* na água, no entanto, as ETA's de média e grande dimensão efectuam essa monitorização regularmente.

No Reino Unido, a legislação é bem mais exigente no que se refere à pesquisa de *Cryptosporidium* na água. A Drinking Water Inspectorated (DWI), estabeleceu, a partir de 1999, que todas as empresas de produção/distribuição de água para consumo humano teriam de avaliar o risco da presença de *Cryptosporidium* em todas as origens de água. Se uma zona particular for identificada como estando em risco de contaminação com oocistos de *Cryptosporidium*, é necessária monitorização em contínuo, sendo estabelecido que o nº de tem de ser inferior a 1 oocisto /10L de amostra. Trata-se de uma ofensa criminal o abastecimento de água que exceda 1 oocisto /10L durante 24 horas. Para as empresas que necessitem de monitorização em contínuo, esta deve ser de pelo menos 40 litros por hora durante 24 horas. Esta entidade prevê ainda que sempre que haja um aumento da turvação da água tratada para valores superiores a 1 NTU, deve o fornecedor de água, imediatamente proceder à pesquisa de *Cryptosporidium.* Não existe nenhum requisito particular para a pesquisa de *Giardia*, embora algumas entidades testem a sua presença no abastecimento (Clancy e Hunter, 2006); (WHO, 2004); (WHO, 2009).

Na Irlanda do Norte, este requisito foi incorporado nos procedimentos de monitorização como um nível de notificação formal às autoridades de saúde. Adicionalmente, foi estabelecido um nível de alerta de 0,1 oocistos de *Cryptosporidium* /10L de água tratada para notificação das autoridades de saúde (EHS, 2003).

4.2. O caso Português

Em Portugal existe ausência de requisitos para testar as águas superficiais para a presença de *Cryptosporidium* e *Giardia*.

A actual legislação em vigor referente à água de consumo (DL 306/2007) refere, no seu Anexo I, Parte III, Nota 6, que quando um ensaio for positivo para *Clostridium perfringens* deve ser investigado todo o sistema de abastecimento para identificar a existência de risco para a saúde humana devido à presença de outros organismos patogénicos, por exemplo, *Cryptosporidium.*

4.2.1. Presença de *Cryptosporidium* e *Giardia* em amostras de água superficial no norte de Portugal

A fim de avaliar a prevalência destes protozoários em amostras de água superficial utilizada para a produção de água destinada ao consumo humano, na zona norte de Portugal, foi realizado um estudo no qual foram detectados protozoários em 25,7% das amostras de água, 8,4% com cistos de *Giardia*, 10,2% com oocistos de *Cryptosporidium* e 7,2% com ambas as espécies. As concentrações médias foram 0,1-12,7 oocistos de *Cryptosporidium spp.* /10 L e 0,1-108,3 cistos de *Giardia duodenalis* /10 L (Almeida *et al*. 2010).

Estágios infecciosos de *Cryptosporidium spp.* e *Giardia duodenalis* encontram-se amplamente distribuídos nos rios do norte de Portugal, em concentrações muito significativas. Nesse trabalho, verificou-se que 73% de um total de 283 amostras de água superficial foram positivos para *Cryptosporidium* ou *Giardia* (Figura 3).

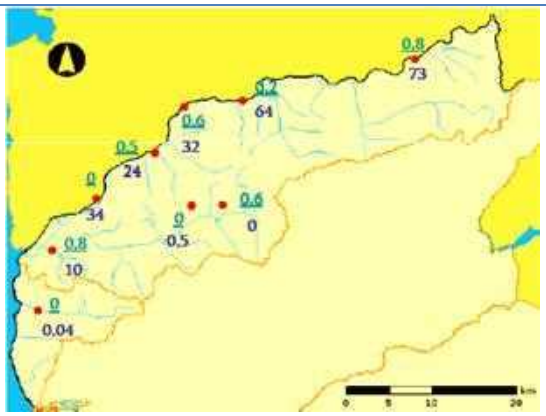
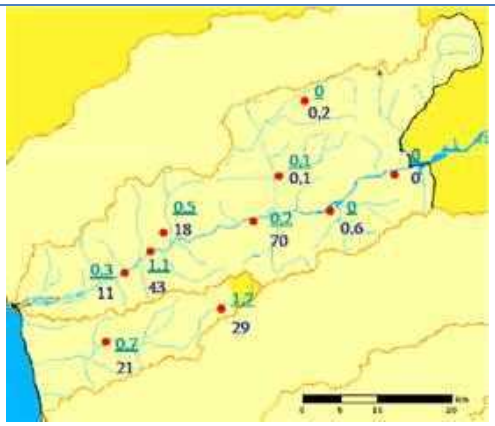
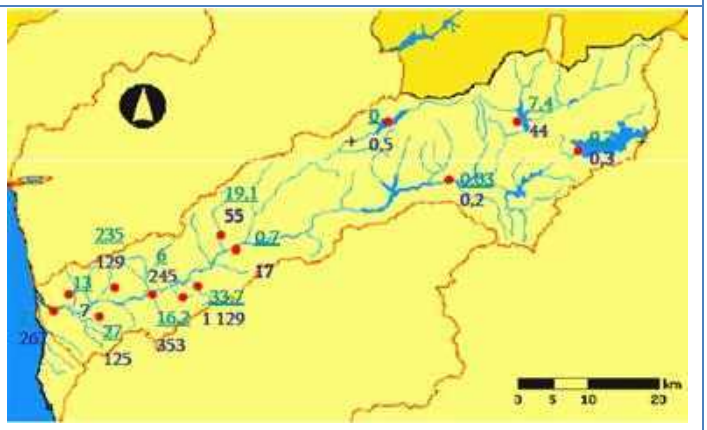
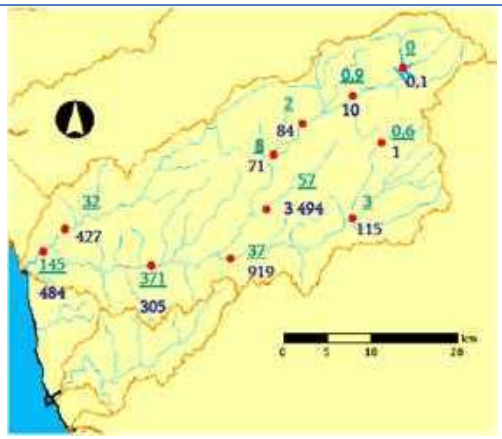
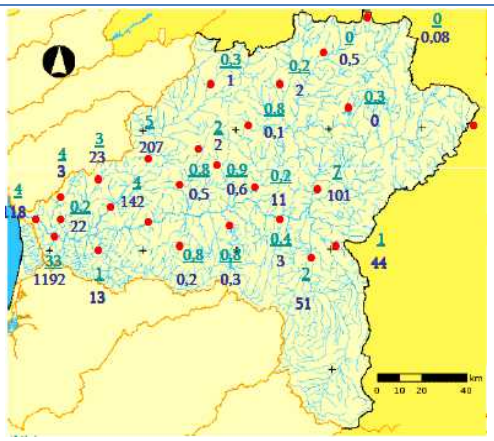
Média *Cryptosporidyum* /10L Média *Giardia* /10L	 Minho/Âncora
 Lima/Neiva	 Cávado
 Ave	 Douro

Figura 3. Presença de *Cryptosporidium* e *Giardia* nas principais bacias hidrográficas do norte de Portugal (Almeida A., 2007).

Em Portugal nunca foi identificado qualquer surto de criptosporidiose ou giardiase associado ao consumo de água contaminada. No entanto, os casos clínicos em pacientes imunodeprimidos são bem conhecidos. Provavelmente, ambas as situações clínicas são subestimadas no nosso país devido à falta de diagnóstico sistemático e obrigatoriedade de notificação às autoridades de saúde (Almeida A., 2010).

5. ANÁLISE DE PARASITAS

5.1. Método EPA 1623

A análise decorre em 3 fases: filtração, purificação por separação imunomagnética e detecção por métodos microscópicos (Figura 4), (EPA, 2005).

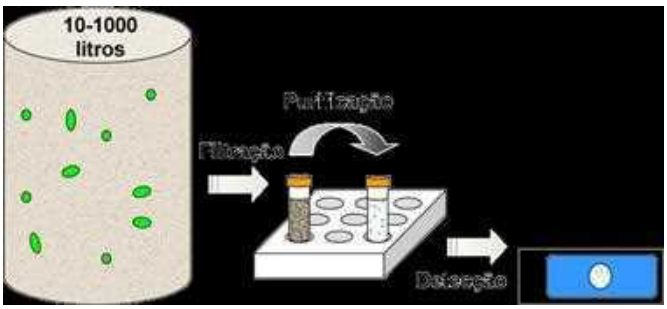


Figura 4. Fases da análise pelo método EPA 1623.

5.1.1. Filtração

A amostra de água é concentrada por filtração e os oocistos, cistos e outros materiais são retidos no filtro (Figura 5).



Figura 5. Housing e filtro.

5.1.2. Eluição da amostra

Os materiais retidos no filtro são eluídos, numa estação de eluição (Figura 6), o eluato é centrifugado e o sobrenadante rejeitado.

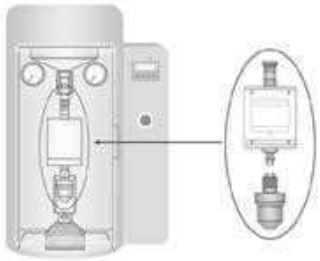


Figura 6. Estação de eluição.

5.1.3. Purificação e detecção

Os oocistos e cistos são magnetizados por ligação de anticorpos com conjugados magnéticos e posteriormente isolados utilizando um magnete.

Após purificação os oocistos e os cistos são corados com anticorpos fluorescentes, a amostra corada é examinada utilizando um microscópio de fluorescência (Figura 7).

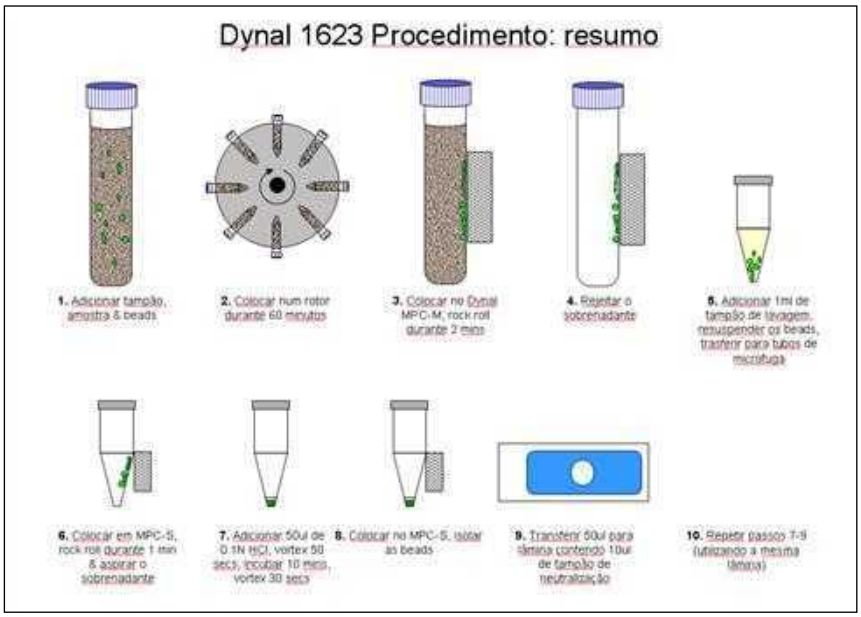


Figura 7. Procedimento analítico – Método EPA 1623.

A análise quantitativa é efectuada contabilizando o número total de objectos fluorescentes na lâmina (Figura 8).



Figura 8. Imagem microscópica.

6. ANÁLISE DE PARASITAS NA AdDP

Desde 2000 a AdDP monitoriza regularmente a presença de parasitas na água superficial utilizada para produção de água destinada ao consumo humano e na água tratada.

Numa fase inicial esta análise era subcontratada a laboratório externos. Em 2008, foi implementado no Laboratório de Processo da AdDP, uma metodologia de análise de *Cryptosporidium* e *Giardia*, Filta-Max Xpress→ da IDEXX, com base na norma EPA 1623.

Até ao final de 2009, eram colhidos 30L de amostra para análise de parasitas, os quais eram transportados em garrafões de 10L (Figura 9) e posteriormente efectuada a filtração no laboratório (Figura 10).



Figura 9. Colheita em garrafão.



Figura 10. Filtração no laboratório.

6.1. Implementação de sistemas de filtração no local

Com o objectivo de acompanhar as recomendações internacionais, tendo em vista a preservação da saúde pública, a AdDP procurou a possibilidade de colher amostras mais representativas, 100L de água superficial e 1000L de água tratada.

Mantendo a metodologia de colheita utilizando garrafões, e aumentando o volume de amostra, surgiriam diversas dificuldades, nomeadamente, associadas ao transporte, armazenamento e problemas ergonómicos dos operadores de colheita.

Assim, de forma a possibilitar a análise de maiores volumes de água, foi necessário implementar sistemas de filtração no local, os quais possibilitam a concentração da amostra no local e o posterior transporte e armazenamento apenas do filtro (Figura 11).



Figura 11. Filtro e "Housing" preparados para transporte.

Para tal foi seleccionado o dispositivo aprovado pela DWI (Figura 12); (DWI, 2005; 2008).



Figura 12. Dispositivo de filtração aprovado pela DWI.

6.1.1. Levantamento inicial

Numa fase inicial, de acordo com o plano de amostragem pretendido, foi efectuado um levantamento dos locais em que seria possível implementar sistemas fixos, e onde haveria necessidade de utilizar sistemas portáteis. Foi identificada a existência de torneira adequada, pressão e disponibilidade de corrente eléctrica para o caso de ser necessária a utilização de uma bomba. Nas situações em que era necessário efectuar a colheita

directamente da massa de água foi avaliada a possibilidade de acesso ao local e a disponibilidade de corrente eléctrica para ligação da bomba.

6.1.2. Implementação

Nos locais onde foi possível efectuar a colheita a partir de picagens em condutas, foram implementados sistemas fixos, constituídos por uma tubagem de ligação, um caudalímetro e um suporte para o "housing", com ligações de encaixe rápido. Quando a pressão existente não era adequada (ideal 2 bar, podendo variar entre 0,5 - 8 bar), foi adicionada uma bomba ou um redutor de pressão (Figura 13).



Figura 13. Sistema fixo para filtração no local.

Nos locais em que foi necessário efectuar a colheita directamente da massa de água, foram implementados sistemas de filtração portáteis, adicionalmente compostos por uma bomba portátil (Figura 14).



Figura 14. Sistema portátil para filtração no local.

6.1.3. Filtração em rotina

Entre Fevereiro e Julho de 2010 foram analisadas 25 amostras de água superficial e 49 de água tratada.

Para a água superficial o objectivo era efectuar a colheita de 100L de amostra, no entanto, devido à colmatação dos filtros, apenas em 4 amostras (16%) foi possível a filtração deste volume (Quadro 2).

Quadro 2. Exemplo de volumes e tempos de filtração para amostras de água superficial.

Local	Turvação (NTU)	Tempo de colheita (h:mm)	Volume (L)
Rio Douro	15	1:30	33
Rio Ferro	3,2	1:45	83
Rio Vizela	1,8	1:20	106
Rio Ferreira	1,2	2:10	71
Rio Paiva	0,6	2:30	100

Para a água tratada o objectivo era efectuar a colheita de 1000L de amostra, também devido à colmatação dos filtros, apenas foi possível a filtração deste volume em 18 amostras (37%) (Quadro 3).

Quadro 3. Exemplo de volumes e tempos de filtração para amostras de água tratada.

Local	Turvação (NTU)	Tempo de colheita (h:mm)	Volume (L)
Saída da ETA do Ferreira	<0,20	17:40	1630
Saída da ETA do Ferro	<0,20	25:10	394
Saída da ETA de Castelo de Paiva	<0,20	18:45	440
Saída da ETA de Lever	<0,20	13:35	1041
Poço colector de Lever	<0,20	17:10	1012
Hortas e Portelinha	<0,20	29:00	340
Lever - Seixo Alvo	<0,20	10:55	1000
Compostela	<0,20	11:38	1029
Lever - Jovim	<0,20	10:56	1077

Nas amostras de água superficial foi possível efectuar a quantificação dos parasitas mesmo quando os volumes filtrados foram inferiores a 100L, uma vez que foi possível extrapolar valores obtidos para 100L. No caso das amostras de água tratada, quando não foi possível filtrar 1000L e tratando-se de amostras cujo resultado foi “zero”, não foi possível extrapolar este valor para 1000L, tendo sido comunicado o resultado como “Não Detectado” em 1000L.

6.1.4. Conclusão

Após os primeiros ensaios foi necessário efectuar uma reavaliação do desempenho da metodologia implementada, tendo sido identificados dois problemas que teriam estado na origem dos pequenos volumes filtrados, por um lado a colmatação não esperada dos filtros e por outro não ter sido atingida a pressão de filtração ideal.

A colmatação não esperada dos filtros, de acordo como os valores de turvação da água, deveu-se a problemas de colheita. De forma a ultrapassar este problema, foi decidido que antes de iniciar a filtração seja efectuado um escoamento prévio para eliminar quaisquer resíduos que possam existir nas tubagens. Por outro lado procedeu-se à colocação de bombas nos locais em que a pressão ideal de filtração não tinha sido atingida e essa necessidade não tinha sido inicialmente identificada.

Embora apresentando excelente desempenho para águas limpas, este método possui algumas limitações quando são analisadas amostras com turvação elevada ou presença de outros materiais na amostra, como por ex. ferro ou manganês, originando uma rápida colmatação do filtro.

Não existindo alternativa para este tipo de situações, o método continua a ser utilizado, sendo no entanto de considerar estas limitações aquando da implementação e posterior análise dos resultados. Assim, foi decidido manter como objectivo a filtração de 100L de água superficial e 1000L de água tratada, mas os resultados passaram ambos a ser exprimidos por 100L.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida A., (2007). Contaminação de águas superficiais do Norte de Portugal por Cryptosporidium e Giardia. In X Congresso Ibérico de Parasitologia. Madrid.

Almeida A., Moreira M. J., Soares S., Delgado M. L., Figueiredo J., Silva E., Castro A., Da Costa J.M. (2010). Presence of *Cryptosporidium spp.* and *Giardia duodenalis* in Drinking Water samples in the North of Portugal. Korean Journal of Parasitology 48 (1), 43-48.

Almeida A., Moreira M. J., Soares S., Delgado M. L., Figueiredo J., Silva E., Castro A., Da Costa A. V. Da Costa J.M. (2010). Biological and Genetic Characterization of *Cryptosporidium spp.* and *Giardia duodenalis* Isolates from Five Hydrographical Basins in the Northen Portugal. Korean Journal of Parasitology 48 (2), 165-171.

Castro-Hermida J. A., García-Presedo I., Almeida A., González-Warleta M., Da Costa J. M. C., Mezo M., (2008). Presence of *Cryptosporidium spp.* and *Giardia duodenalis* through drinking water. Science of the Total Environment 405, 45-53.

Castro-Hermida J. A., García-Presedo I., Almeida A., González-Warleta M., Da Costa J. M. C., Mezo M., (2009). Detection of *Cryptosporidium spp.* and *Giardia duodenalis* in surface water: A health risk for humans and animals. Water Research 43, 4133-4142.

Castro-Hermida J. A., García-Presedo I., Almeida A., González-Warleta M., Da Costa J. M. C., Mezo M., (2008). Contribution of treated water to the contamination of recreational river areas with *Cryptosporidium spp.* and *Giardia duodenalis*. Water Research 42, 3528-3538.

Clancy J.L:, Hunter P.R., (2006). Monitoring of Giardia and Cryptosporidium in Water in the UK and US. In World Class Parasites. Volume 8. Capitulo X. Ed. Springer.

DWI – Drinking Water Inspectorate (2005, and 2008 updated). Standard operating protocol for the monitoring of Cryptosporidium oocysts in treated water supply. Part 1 – Sampling and Transportation of Samples.

EHS – Environment and Heritage Servive (2003). Guidance for the Monitoring of cryptosporidium in Treated Water Supplies in Northern Ireland.

EPA – United States Environmental Protection Agency (2005). Method 1623: Cryptosporidium and Giardia in Water by Filtration/IMS/FA.

Grundlingh M., Wet C. M. E., (2004).The search for *Cryptosporidium* oocysts and *Giardia* cysts in source water used for purification. In Biennial Conference, Cape Town, South Africa. 2-6.

http://www.dpd.cdc.gov/dpdx/Html/Cryptosporidiosis.htm (acedido a 19 de Julho de 2010).

http://www.dpd.cdc.gov/dpdx/html/Giardiasis.htm (acedido a 19 de Julho de 2010).

LeChevallier M. W., Norton W., Lee R. G., (1991). *Giardia* and *Cryptosporidium spp.* in Filtered Drinking Water Supplies. Applied and Environmental Microbiology 57 (9), 2617-2621.

WHO – World Health Organization (2004). Guidelines for Drinking-Water Quality. Recommendations. Volume 1. 3th Edition. Ed. WHO.

WHO – World Health Organization (2009). Risk Assessment of *Cryptosporidium* in Drinking Water. WHO/HSE/WSH/09.04.

CONTRATOS DE PERFORMANCE PARA RECUPERAÇÃO HIDRÁULICA, OTIMIZAÇÃO OPERACIONAL, REDUÇÃO DE PERDAS REAIS E APARENTES – ESTUDO DE CASO: MUNICÍPIO DE PRAIA GRANDE - SP – BRASIL.

1. AUTORES:

Joaquim HORNINK Filho(1); Marcelo Tadeu Muniz PEREIRA (2); Fernando Luiz CAMACHO Martins(3).

Nota:

(1) Engenheiro Civil pela Universidade de Guarulhos. MBA em Administração para Engenheiros pelo Instituto Mauá de Tecnologia e Tecnólogo em Obras Hidráulicas pela UNESP.

Superintendente da Unidade de Negócios da Baixada Santista – Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo.

Endereço(1): Rua São Francisco, 128 – Centro – Santos– SP – CEP: 11.013-917 - Brasil - Tel: (55 13) 32012513 - e-mail: jhornink@sabesp.com.br

(2) Engenheiro Civil pela Universidade do Vale do Paraíba. Pós-graduação em Engenharia Sanitária pela Faculdade de Saúde Pública da Universidade de São Paulo (FSP/USP).

Engenheiro Civil no cargo de Gerente do Setor Técnico de Operações de Praia Grande – Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo.

Endereço(2): Rua Dr. João Sampaio, 126 – Boqueirão – Praia Grande – SP – Brasil - CEP: 11.702-010 - Tel: (55 13) 34762550 - e-mail: marcelotmpereira@sabesp.com.br

(3) Engenheiro Civil pela Universidade Santa Cecília. Pós-graduação em Engenharia de Saúde Pública e Ambiental pela Universidade Santa Cecília - UNISANTA.

Engenheiro Civil no cargo de Gestor de Controle de Perdas Baixada Santista – Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo.

Endereço(3): Av. São Francisco, 128 – Paqueta – Santos - SP – Brasil - CEP: 11.013-202 - Tel: (55 13) 3223-6678 - e-mail: fcamacho@sabesp.com.br

2. RESUMO

A questão do combate às perdas necessita de ações complexas e bem coordenadas para resultados satisfatórios. No Brasil as principais tendências de combate às perdas foram:

- Setorização com redução de pressão.
- Rapidez e qualidade de reparos em arrebentamentos
- Pesquisas de vazamentos por métodos acústicos com varreduras constantes.
- Troca de hidrômetros em massa.

Baseada na experiência de países desenvolvidos, a Sabesp criou o conceito de Otimização Operacional com ações de sustentabilidade com investimentos corretamente empregados e retorno financeiro. A ação mais eficaz deste conceito é a Contratação por Performance, de acordo com o seguinte modelo:

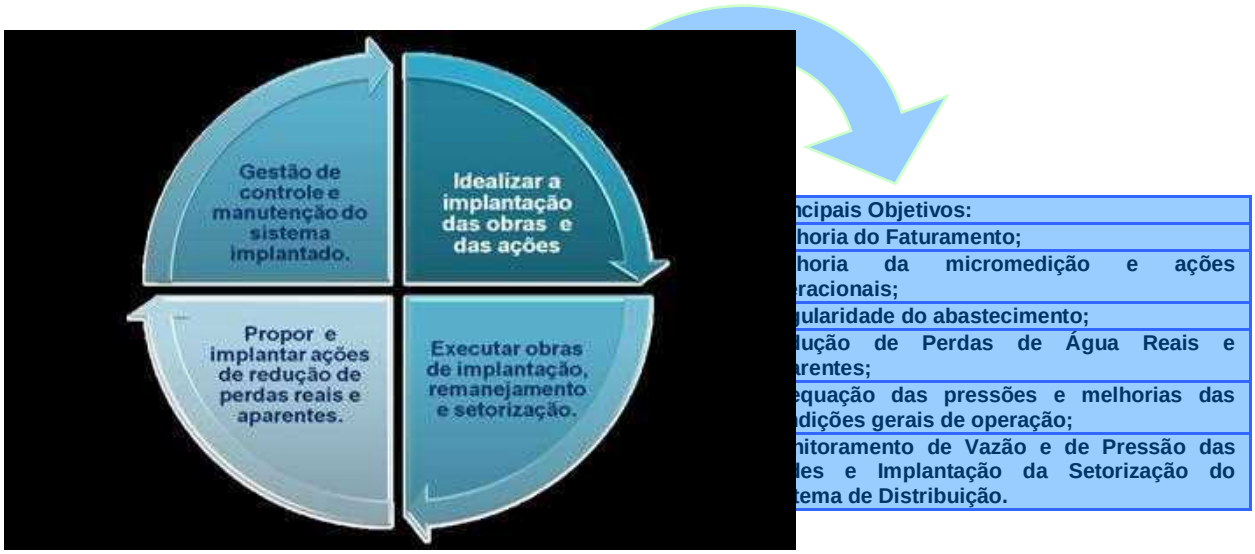


Figura 01: Etapas de modelagem e Principais Objetivos do contrato por Performance.

ESTUDO DE CASO: MUNICÍPIO DE PRAIA GRANDE

O município de Praia Grande conta com população fixa de 250 mil habitantes e recebe o maior número de turistas do Estado durante o período de Alta Temporada, quando chega a 1,5 milhões acarretando diversos problemas operacionais.

Em 2009 foi iniciado um contrato na modalidade de Performance para o município, no valor de R$ 48.362.471,89 e prazo de execução de 48 meses, com o seguinte escopo e situação atual:

Serviço	% em relação ao total do município	Executado até Julho de 2010
Setorização	60% da área do município - 08 setores	2 setores implantados
Substituição de 120 km de redes	15% das redes implantadas	67 km ou 64,2% do total
Substituição de 41.000 ramais domiciliares	45% dos ramais do município	14.500 ramais ou 35% do total
67.260 vistorias domiciliares para detecção de irregularidades	75% das ligações do município	100% executado com 6.346 irregularidades encontradas

Quadro 01: Objeto Contratual e Realizado até Fevereiro de 2010.

Até o momento foram investidos R$ 21,2 milhões porém o aumento do faturamento já alcançou os R$ 10,2 milhões e com efeitos indiscutíveis na redução das perdas reais e aparentes.

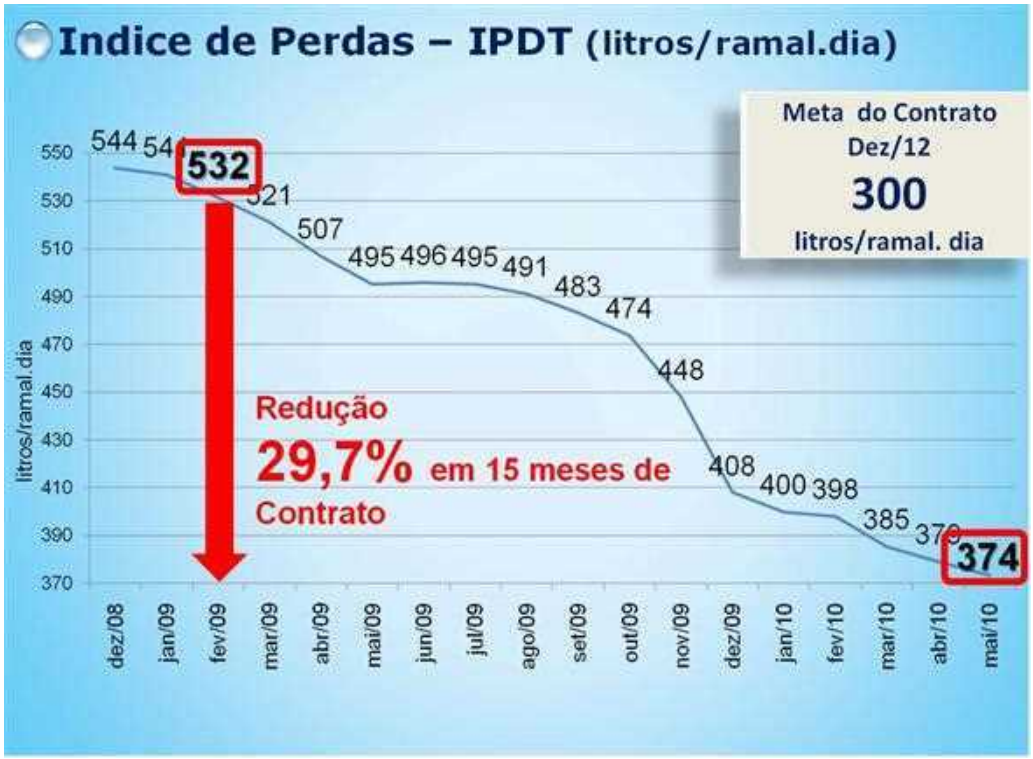


Gráfico 01: Índice de perdas de água por ramal no município de Praia Grande - IPDt (litros/ligação.dia)

3. PALAVRAS-CHAVE:

Saneamento Básico; Abastecimento de Água, Redução de Perdas Reais e Aparentes de Água.

4. RECUPERAÇÃO HIDRÁULICA E OTIMIZAÇÃO OPERACIONAL DO SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA DO MUNICÍPIO DE PRAIA GRANDE – SP – BRASIL – NOVA MODALIDADE DE CONTRATAÇÃO POR PERFORMANCE

4.1. Combate às perdas reais e aparentes de água

A questão do combate às perdas necessita de ações complexas e bem coordenadas para que o investimento tenha resultados satisfatórios e duradouros. Diversas modalidades já foram experimentadas e resultaram em efeitos nulos, ou ainda, em efeitos de curta duração. No Brasil as principais tendências foram:

- Setorização com redução de pressão: excelente como controle, mas não atua na maioria das causas de perdas, além de causar desgastes com os clientes e efeitos negativos na micromedição. Atua principalmente nos efeitos da perdas, ou seja, na redução da vazão de vazamentos pela redução da pressão, e em partes, não redução do surgimento de novos arrebentamentos.
- Rapidez e qualidade de reparos em arrebentamentos: reduziu o tempo de vida dos vazamentos, mas não a frequência além de atuar muito pouco nos vazamentos não visíveis. Este método atuat ambém nos efeitos, os arrebentamentos, mas não possui eficácia na causa, ou mais precisamente no: Por que arrebentou?
- Pesquisas de vazamentos por métodos acústicos com varreduras constantes: recomendadas duas vezes ao ano. Alto custo e a ineficácia desta ação em redes muito deterioradas ou com baixas pressões.
- Troca de hidrômetros em massa: simples substituição carente de critérios, com alto custo e com pouca efetividade na questão das perdas aparentes.

Os países que possuem o maior desenvolvimento na questão de combate às perdas de água considerando as questões economico-financeiras, investem em engenharia, planejamento, prevenção de arrebentamentos e ações de recuperação comercial.

Na Sabesp, esse conhecimento levou a um conceito mais abrangente denominado Otimização Operacional que visa ações de sustentabilidade com investimentos corretamente empregados e retorno financeiro. A ação mais eficaz deste conceito é a Contratação por Performance, onde um Consórcio de empresas é contratado para planejar, projetar, executar as obras e realizar gestão conjunta do sistema de água, com um diferencial, a Contratada também é responsável pela redução das perdas, sendo remunerada de acordo com a redução, ou ainda, no caso de insucesso, arcando com parte do prejuízo. Apresentaremos um estudo de caso de implantação deste tipo de modelagem de Contrato no município de Praia Grande.

4.2. Estudo de caso: município de Praia Grande

4.2.1. Caracterização do Município de Praia Grande

O município de Praia Grande, localizado no Litoral do Estado de São Paulo, integra a região Metropolitana da Baixada Santista. A população fixa do município é de aproximadamente 250 mil habitantes e possui área de 145 km². Balneário preferido pelos moradores da Região Metropolitana de São Paulo, pelos seus 22 km de praias e boa infra-estrutura, Praia Grande recebe o maior número de turistas do Estado durante o período de Alta Temporada, quando passa a contar com população fixa e de turistas de 1 milhão de habitantes e atinge o seu pico durante as festividades de Fim de Ano, quando alcança marca de 1,5 milhões pessoas.

O crescimento de 7,2% ao ano do município é expressivo, representando um incremento de cerca de 18 mil pessoas/ano. Este crescimento populacional é devido principalmente à migração da população da Região Metropolitana de São Paulo e dos outros municípios da Baixada. Praia Grande abriga uma grande diversidade social e econômica, com residências que variam de 30 mil a 2 milhões de Reais.

Emancipada em 1967, a cidade apresentou crescimento moderado até a década de 80, quando recebeu ligação direta com a região Metropolitana de São Paulo, através do Rodovia dos Imigrantes. Mas a verdadeira revolução ocorreu a partir de 1993, quando o sistema viário e de transportes foi totalmente remodelado, ruas foram pavimentadas e a orla recebeu grandes investimentos em urbanização e paisagismo.

4.2.2. Sistema Existente de Abastecimento de Água do Município de Praia Grande

O sistema de abastecimento de água do município de Praia Grande é operado pela Sabesp - Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo.

O sistema de abastecimento de água do município é constituído de:

- 05 mananciaisde serra;
- 01 sistema de tratamento simplificado composto por: fluoretação, correção de pH e desinfecção;
- 01 reservatório de 5.000 m³;
- 856 km de redes de água;
- 91.400 ligações domicialiares de água com 189.230 economias.

A capacidade máxima de produção de água do município é de 2.200 l/s.

A distribuição de água possui as seguintes características:

- Os mananciais de serra não possuem barragens de acumulação, estão localizados em pontos de dificil acesso e as chuvas interferem instantaneamente na qualidade e quantidade da água produzida.
- O tratamento simplificado não é capaz de atuar satisfatoriamente quando ocorre queda na qualidade da água bruta, sendo necessário a parada do sistema e o

aumento da atuação de um reforço de abastecimento vindo de uma ETA convencional localizada em Cubatão.

- Reservação insuficiente para as demandas de pico, 5.000 m³, capaz de abastecer por apenas 38 minutos o município durante o período de maior demanda.
- Reforço de abastecimento dependente de sobras dos municípios de Santos, São Vicente e Cubatão, pois o sistema de abastecimento da Baixada Santista é integrado, mas a principal ETA encontra-se em Cubatão.
- Devido ao sistema integrado, Praia Grande ainda realiza o reforço de abastecimento dos municípios de São Vicente e Mongaguá.
- Cadastro deficiente.
- Não havia setorização.
- Grande quantidade de redes de ferro fundido em condições precárias de operação.
- Operação com pressões baixas por falta de anéis primários de abastecimento.
- Alto índice de perdas: pico de 620 l/ligação.dia em 2008.

Todos estes fatores culminaram em um colapso de abastecimento durante as festividades de Fim de Ano entre 2007 e 2008, quando a Central de Atendimento ao Cliente da Sabesp não foi capaz de receber todas as reclamações. Alguns bairros operaram com pressão de apenas 1 mca.

A questão dos serviços prestados também apresentou problemas com diversas Contratadas, operando de forma independente, mas com serviços inter-relacionados, gerando necessidade de fiscalização constante e com aumento de custos diretos e indiretos.

Face a estas deficiências, foi desenvolvida uma estratégia de curto prazo que contemplou:

- Implantação de atendimento com motoqueiros para avaliação e solução de problemas de pequeno porte, com período máximo de 30 minutos entre o acatamento da reclamação e a chegada ao cliente;
- Implantação de Nova Central de Atendimento com tempo de espera inferior a 1 minuto;
- Sobrevôos dos manaciais para verificar e identificar situação de desmatamento.
- Captações com operadores presentes 24 horas por dia.
- Equipes de manutenção eletro-mecânica com base no município para rápido atendimento.
- Plantão 24 horas por dia de 100 empregados entre próprios e terceiros.
- Reativação da captação de Lambari, com aumento de 200 l/s.
- Análise das ocorrências por equipe de engenheiros para ações de curto prazo.
- Propagandas e reuniões com representantes da comunidade.

- Monitoramento da pressão em tempo real.

O grande desafio para o aumento de qualidade da prestação dos serviços estava baseado em aumentar a pressão e reduzir perdas, além de aumentar o faturamento para viabilizar economicamente os investimentos realizados e a operação do município.

4.2.3. Recuperação Hidráulica e Otimização Operacional de Praia Grande

Contrato

Em 2009 foi iniciado um contrato na modalidade de Performance para o município, com o valor de R$ 48.362.471,89 e prazo de execução de 48 meses.

O modelo de contratação por Performance utilizado inclui:

- remuneração por preços unitários para as obras de implantação de infra-estrutura; e
- remuneração por valor dependente da performance, para as intervenções de melhoria de desempenho operacional e recuperação das perdas.

Esta modalidade contratual torna-se muito interessante, pois busca parceiros envolvidos com a obtenção de resultados, além de propiciar que os resultados sejam obtidos em prazos menores, pois atribui a um único contratado um grande número de atividades: projeto de engenharia, diligenciamento, aquisições e construções; serviços estes contratados tradicionalmente de forma segmentada. Desta forma é obtida maior velocidade na contratação e desenvolvimento dos serviços, com foco direto no resultado.

Além disto, o modelo de contratação distribui os riscos de sucesso entre a CONTRATANTE e a CONTRATADA, através da remuneração por performance, as quais ambas têm um elevado compromisso no sucesso do empreendimento.

Os objetivos do contrato implantado são:

- melhorias na qualidade da água abastecida;
- regularidade do abastecimento de água;
- redução das perdas reais e aparentes;
- maximização do investimento realizado.

A busca pela solução mais adequada para cada setor ou região é pautada pela sinergia das ações. Dessa forma, a eficiência global contempla um conjunto de ações que incluam não apenas a substituição ou recuperação das redes e a implantação de setores de controle, como também substituição de hidrômetros, detecção de vazamentos visíveis e não visíveis, caça fraudes, e outras ações comerciais, todas pautadas em critérios de engenharia e objetivando a obtenção dos resultados e a maximização do investimento.

Assim, todas as ações a serem empreendidas tem por base a análise do projeto executivo, o diagnóstico e a escolha de soluções que garantam, no seu conjunto, os objetivos do escopo contratado.

Para tal, a Contratada, dentre outras informações, para pautar suas ações e planejar , foca principalmente nos seguintes elementos para o conhecimento amplo do problema, abrangendo desde o sistema físico existente até o sistema de gestão operacional e comercial implantado, incluindo a:

- Caracterização geral do sistema de abastecimento de água do município de Praia Grande;
- Caracterização operacional e de perdas reais do sistema de distribuição de água do município de Praia Grande;
- Caracterização dos processos de gestão comercial e das perdas aparentes do município de Praia Grande;
- Estudos e planos existentes para melhoria do processo de gestão de perdas do município de Praia Grande;
- Estudos e planos existentes para melhoria do processo de gestão comercial do município de Praia Grande.

Observa-se que a para obtenção dos resultados, a Contratada necessitou implantar um sistema de engenharia cíclico e sinérgico, a partir da caracterização do sistema físico e operacional existente, onde após a implantação das ações, realiza-se uma gestão, controle e monitramento do sistema implantado e volta-se a se realizar estudos, planos de ações, implantações de novas ações e assim por diante, de forma cíclica, conforme pode ser observado a seguir:



Escopo de Obras do Contrato e Situação Atual

O escopo do contrato e a situação atual estão apresentadas no quadro abaixo:

Serviço	% em relação ao total do município	Executado até Junho de 2010
Setorização	60% da área do município - 08 setores	2 setores implantados
Substituição de 120 km de redes	15% das redes implantadas	67 km ou 64,2% do total
Substituição de 41.000 ramais domiciliares	45% dos ramais do município	14.500 ramais ou 35% do total
67.260 vistorias domiciliares para detecção de irregularidades	75% das ligações do município	100% executado com 6.346 irregularidades encontradas

Quadro 01: Objeto Contratual e Realizado até Fevereiro de 2010.

Resultados Obtidos até o Momento

Até o momento foram investidos R$ 21,2 milhões porém o aumento do faturamento já alcançou os R$ 10,2 milhões e está crescendo em ritmo mais acelerado que os investimentos.

O Prazo de retorno, inicialmente estimada em 4 anos, foi revisto e pode ser de apenas 2.

Um dos objetivos do contrato é a redução das perdas reais e aparentes, as quais são monitoradas através do IPDT – ìndice de Perdas Totais por Ramal na Distribuição do Setor, expressa em L/ramal.dia, calculado através da seguinte fórmula:

$$IPDts \equiv \left[\frac{VPms - (VCms + VO)}{NLAs}\right] \times \frac{1000}{30}$$, onde:

- VPms: volume produzido no mês no setor;
- VCms: volume de consumo medido no mês no setor;
- VO: volume de outros usos;
- NLAs: número de ligações ativas no setor.

Observa-se no gráfico a seguir que o IPDT e o IPF do município está em declínio e que desde o início do contrato fevereiro de 2009 até maio de 2010.

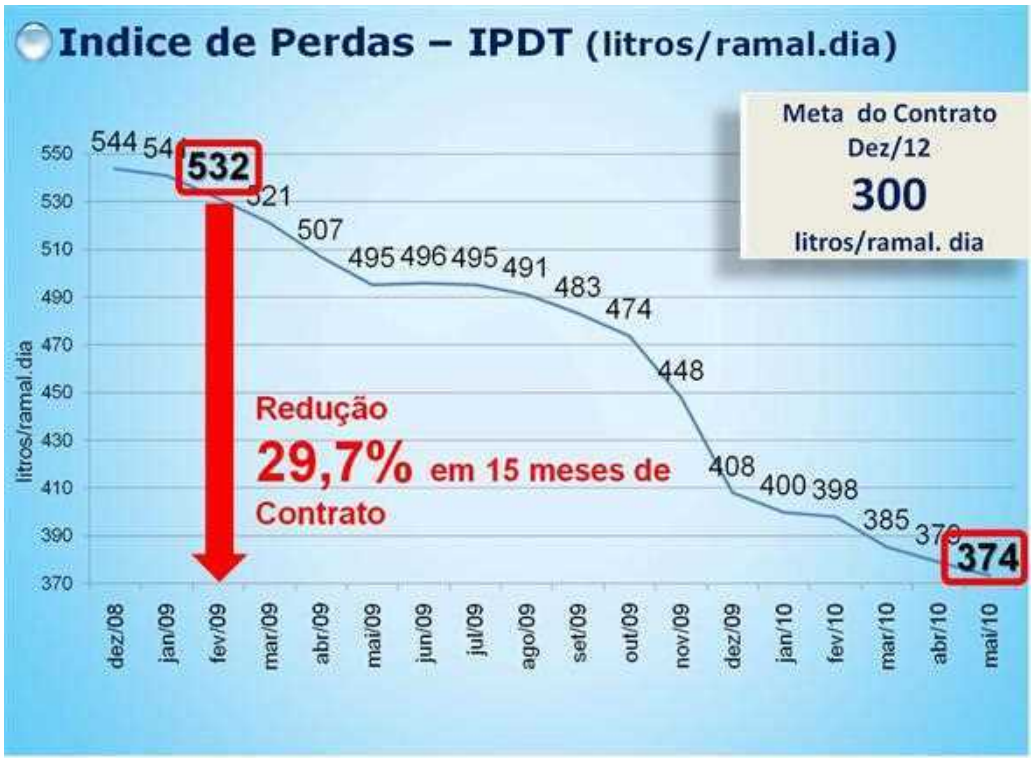


Gráfico 01: Índice de perdas de água por ramal no município de Praia Grande - IPDt (litros/ligação.dia)

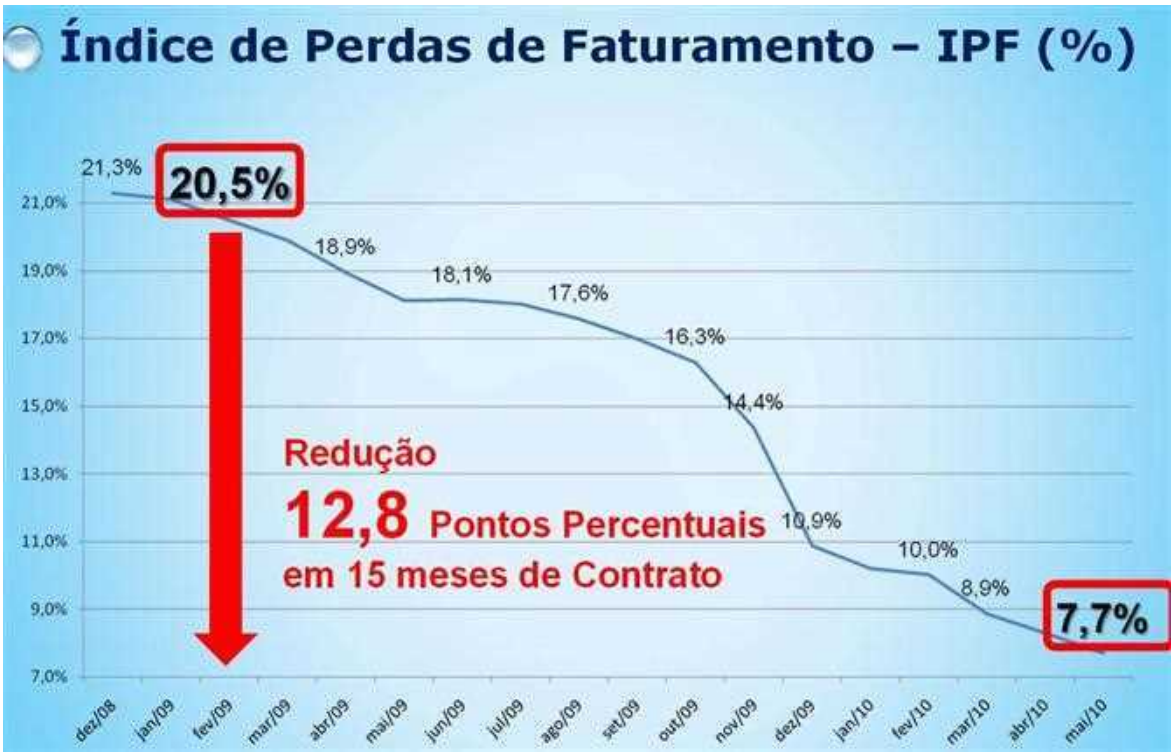


Gráfico 02:Índice de Perdas de Faturamento %

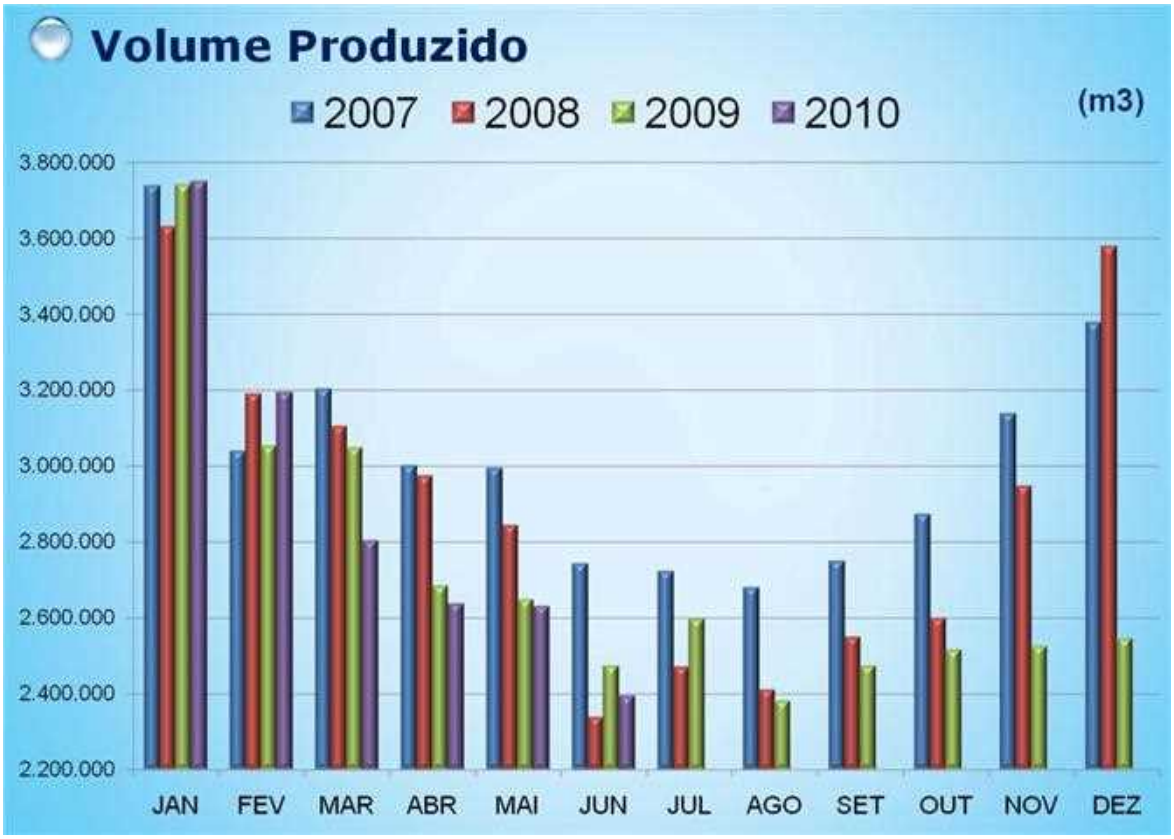


Gráfico 03: Volume Produzido ou Volume Distribuído no município de Praia Grande (m³/mês)

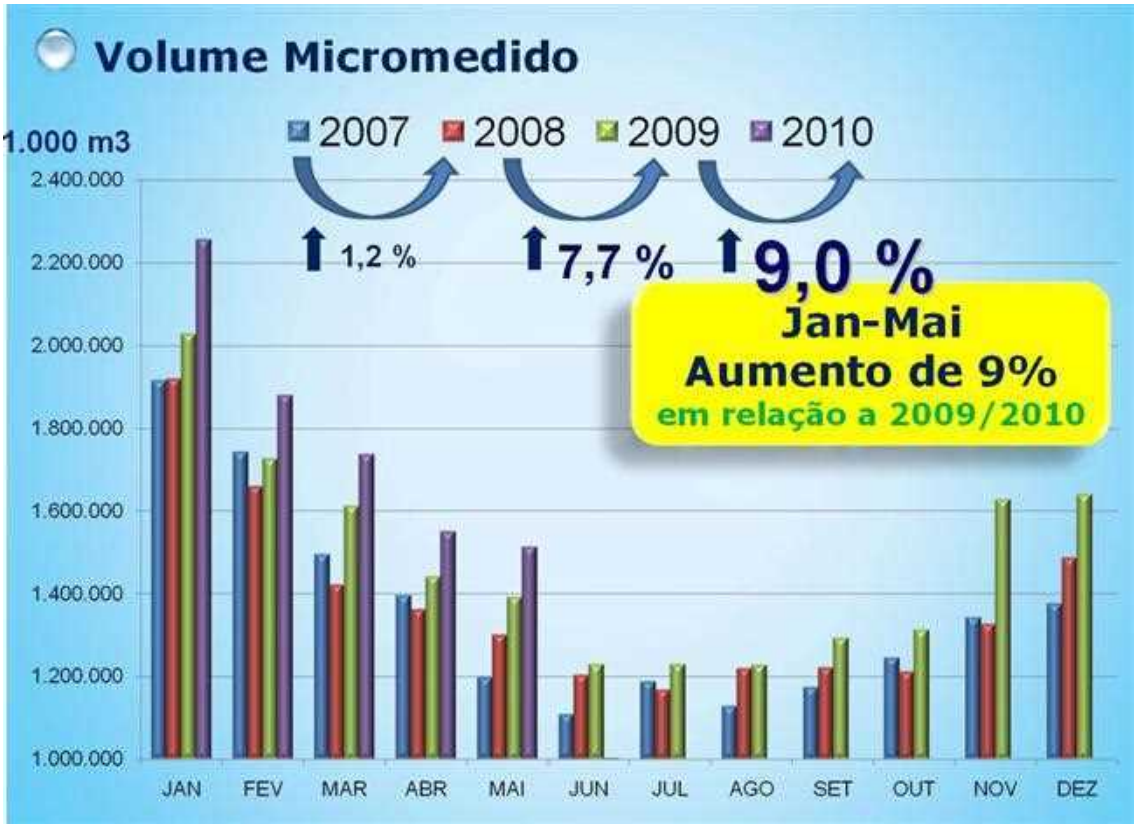


Gráfico 04: Volume Consumido Micromedido no município de Praia Grande (m³/mês).

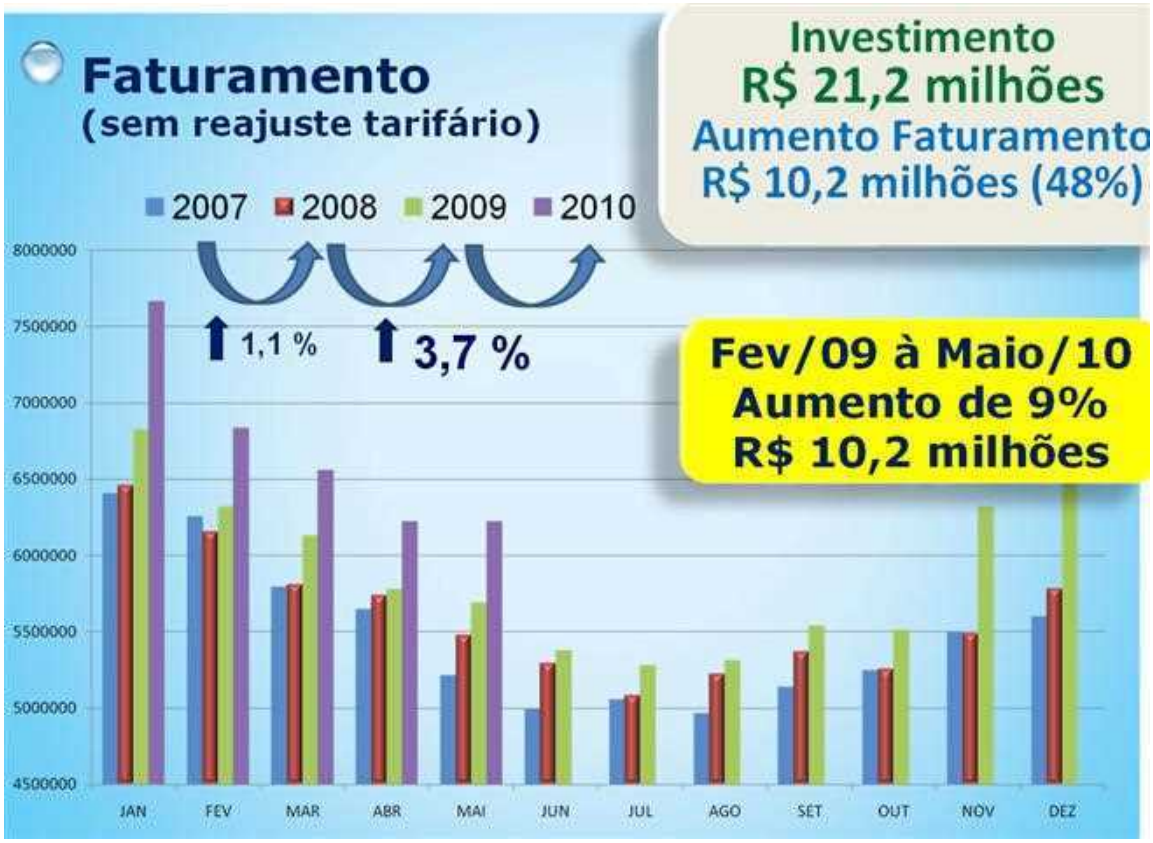


Gráfico 05: Faturamento no município de Praia Grande – excluídos reajustes tarifários para método de comparação (1.000 Reais/mês).

Como consequência das obras implantadas visando a redução das perdas, observa-se que nos setores implantados houve um ganho significativo de pressão disponível no sistema de distribuição.

Isto é fruto do estudo de setorização o qual determina a implantação de novas redes de distribuição de água, tantos secundárias, as quais apresentavam altos índices de incrustração, quanto de anéis primários, para melhor distribuição das vazões consumidas no sistema.

O gráfico abaixo, o qual corresponde ao setor Canto do Forte, demonstra que houve um ganho de aproximadamente 05 mca na rede de distribuição.

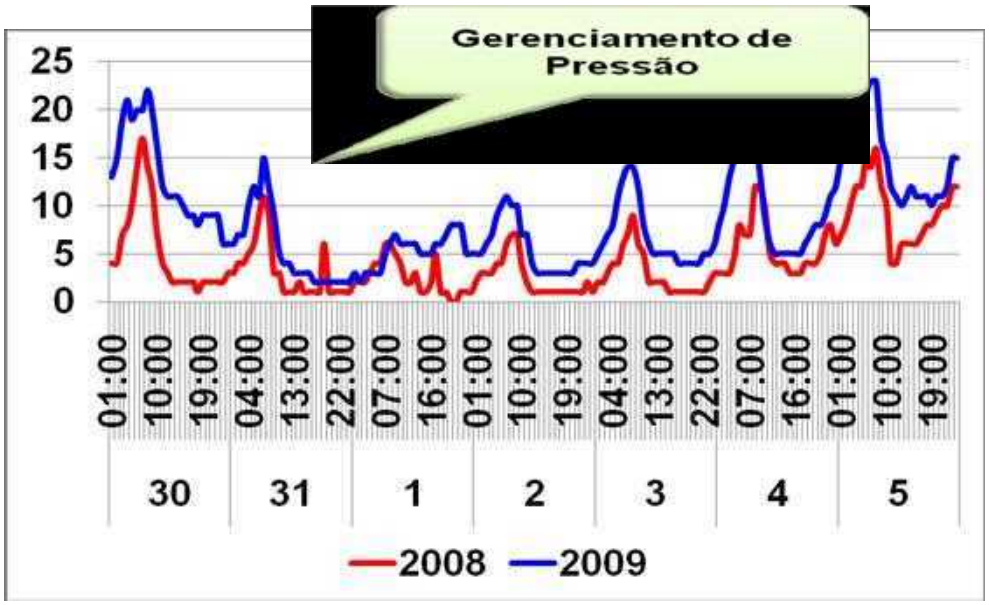


Gráfico 06: Gráfico de monitoramento das pressões no setor Canto do Forte – Praia Grande



Foto 01: Rede incrustrada substituída no contrato

Outros fatores decorrentes do contrato que podem ser citados são:

- Redução dos custos de bombeamento de água para o sistema de distibuição, com a diminuição das perdas de carga na rede e a elevação da pressão no sistema de distribuição, sem a corresppondente elevação da pressão de bombeamento;
- Melhoria da qualidade da água distribuída com a substituição das redes antigas de Ferro Fundido, as quais encontravam-se incrustradas e compromwetiam a qualidade da água distribuida, por redes de PVC e de PEAD (polietileno de alta densidade)
- Regularidade no abastecimento com a melhoria das pressões nos sistema e maior disponibilidade hídrica ocasionada pela redução das perdas. Esta melhoria no

abastecimento também pode ser sentida pela equalização das pressões do sistema as quais passam a ter menores diferenças de pressão entre as pontos de entrada do sistema e os pontos críticos (mais distantes e elevados).

Todas as ações, sejam elas comerciais, projetos ou obras, são coordenados pela empresa líder do Consórcio, que é uma empresa de projetos e consultoria. Outro inovação do Contrato é a substituição de redes por Método Não Destrutivo em PEAD, em locais onde os métodos convencionais não são aconselháveis ou trariam muitos transtornos aos munícipes e turistas.

O interesse de redução das perdas e aumento de faturamento é de Contratante e Contrado, diferentemente dos modelos comumente praticados. A Empresa Contratada é remunerada de acordo com uma parcela dos resultados durante a vigência Contratual. Os resultados superm as expectativas como pode ser visto nos gráficos a seguir, com redução do Índice de Perdas por Ramal, controle do Volume Produzido, aumento do Volume Micromedido e consequentemente do faturamento. A responsabilidade e a parceria nos resultados entre Contratante e Contratado tornam esta modalidade interessante para ambos, o sucesso da redução de perdas se transforma em receita para as empresas. Sendo que para a Contratada o recebimento dura o período do Contrato e para a Contratante o ganho continuo mesmo após a vigência do Contrato.

CONTRIBUIÇÃO PARA A GESTÃO DO RISCO SÍSMICO EM SISTEMAS DE DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS

Vitor SOUSA([1]); Nuno ALMEIDA(2); Maria LUÍSA SOUSA(3); Alfredo CAMPOS COSTA(4); José SALDANHA MATOS(5)

RESUMO

Os sistemas de drenagem de águas residuais constituem, juntamente com os sistemas de abastecimento de água e as redes de energia, de transporte e de comunicação, infra-estruturas fundamentais para o bem estar e desenvolvimento da Sociedade. Com a consolidação das malhas urbanas, tem-se assistido a uma crescente preocupação com a fase de exploração (operação e manutenção) e também com a fase de fim de vida (reabilitação e substituição) dos componentes de sistemas de drenagem de águas residuais. Durante a fase de exploração, deve ter lugar a consideração de um conjunto vasto de preocupações mais alargado do que simplesmente as questões operacionais correntes. Nesse conjunto incluem-se os efeitos de desastres naturais, como os efeitos dos sismos. A adopção de abordagens de gestão do risco constitui uma das opções para ter em conta essas preocupações, permitindo lidar explicitamente com a incerteza que lhes está associada.

A presente comunicação diz respeito à problemática da gestão do risco sísmico de sistemas de drenagem de águas residuais, apresentando-se um levantamento dos métodos de avaliação da vulnerabilidade de tubagens enterradas. Os vários métodos empíricos identificados são comparados entre si e é proposta uma abordagem para incorporar a variabilidade probabilística na modelação da vulnerabilidade sísmica de colectores.

PALAVRAS-CHAVE: ÁGUAS RESIDUAIS, RISCO SÍSMICO, SISTEMA DE DRENAGEM, VULNERABILIDADE SÍSMICA.

([1]) Mestre em Construção, Assistente, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, vsousa@civil.ist.utl.pt

([2]) Mestre em Construção, Assistente, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, nalmeida@civil.ist.utl.pt

([3]) Doutora em Engenharia do Território, Inv. Auxiliar, Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas, LNEC luisa.sousa@lnec.pt

([4]) Doutor em Engenharia Civil, Inv. Principal, Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas, LNEC, Lisboa, Portugal, alf@lnec.pt

([5]) Doutor em Engenharia Civil, Prof. Catedrático, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, jsm@civil.ist.utl.pt

1 INTRODUÇÃO

A vida moderna, nos países desenvolvidos, é sustentada por um conjunto de infra-estruturas (nomeadamente redes de mobilidade/transporte, de comunicação, de abastecimento de água e drenagem, e de energia) que satisfazem os requisitos essenciais da sociedade. Estas infra-estruturas, muitas vezes enterradas, constituem, literalmente, artérias ou canais de ligação, que possibilitam o fluxo de pessoas e bens, água potável e água residual, energia e informação, contribuindo para a evolução e o bem estar geral, pelo que são designadas, por alguns autores, como "linhas de vida" ("*lifelines*" na terminologia anglo-saxónica).

Neste contexto, as infra-estruturas de drenagem e tratamento de águas residuais contribuem para satisfazer as necessidades de recolha, transporte, tratamento e descarga final das águas residuais tratadas nos meios receptores, desempenhando um papel crucial como componentes importantes do ciclo urbano da água. Apesar de terem recebido menos atenção no passado, estas infra-estruturas são fundamentais para a vida das comunidades, especialmente nas vertentes de segurança (e.g., contra inundações), higiene, saúde pública e qualidade ambiental.

Na fase de exploração, os desastres naturais, como são exemplo os sismos, precipitações intensas ou ventos elevados, constituem ameaças com forte potencial destrutivo. No caso das infra-estruturas referidas, o impacto dos desastres naturais manifesta-se não tanto em termos de perdas de vidas humanas, tipicamente em número reduzido, mas em termos económicos e sociais, em particular os custos indirectos (Azevedo *et al*., 2010). De facto, o impacto económico directo pode, por vezes, não ser relevante quando comparado com o de outras estruturas (e.g., edifícios), mas os custos indirectos resultantes da inoperacionalidade dos sistemas podem ser substanciais (Chen e Scawthorn, 2003).

No contexto nacional, historicamente, os sismos constituem, entre os desastres naturais, aqueles que têm a capacidade de gerar maior impacto. Recorde-se, por exemplo, os efeitos do evento emblemático que constitui o sismo de 1755. A sua importância foi tal que marcou significativamente a forma de conceber e construir estruturas, em particular edifícios e obras de arte, nas regiões do centro e sul de Portugal Continental. Adicionalmente, os sistemas de drenagem de águas residuais são relativamente insensíveis, do ponto de vista do respectivo comportamento, a muitos dos restantes desastres naturais. Assim, embora este tipo de sistema não tenha praticamente recebido, no passado, a mesma atenção que outras estruturas no que respeita a concepção anti-sísmica, é recomendável que se desenvolva nos decisores uma percepção adequada para a problemática do risco sísmico num contexto de gestão do risco. Tal permitirá conceber, de forma proactiva, estratégias de prevenção e planos de contingência adequados. De acordo com a análise da situação específica, pode ainda ser justificável o ajustamento de programas de reabilitação.

Na presente comunicação é apresentada a metodologia genérica para a gestão do risco sísmico proposta em ALA (2004a), sendo efectuada a sua integração e adaptação a sistemas de drenagem à luz dos princípios e directrizes da gestão do risco propostos na ISO 31000:2009. Procede-se, também, à análise dos modelos existentes para a quantificação da vulnerabilidade sísmica, sendo proposta uma abordagem geral para estimar a respectiva variabilidade. O trabalho foi desenvolvido no âmbito de uma colaboração de investigação entre docentes e investigadores do IST e do LNEC, com vista à gestão do risco sísmico em sistemas de drenagem de águas residuais em meio urbano.

2 GESTÃO DO RISCO

2.1 Conceitos fundamentais

Na prática, pode existir alguma confusão ou mal entendido entre os conceitos de incerteza e de risco. Contudo Knight (1921), há quase 90 anos, estabeleceu a distinção entre ambos, considerando o risco como quantificável, ao contrário da incerteza. Desde então, esses conceitos foram adoptados por diversos autores (e.g., Flanagan e Norman, 1993; Chapman, 1997) e consagrados em guias e normas (e.g., ICE 1998; ISO/IEC Guide 73:2002; PMI 2004; AS/NZS 4360:2004).

A ISO/IEC Guide 73:2002 (recentemente revista pela ISO/IEC Guide 73:2009) definia risco como a "combinação da probabilidade de um acontecimento e a sua consequência" e a gestão do risco como as "actividades coordenadas para dirigir e controlar uma organização em termos do risco". Encontra-se explícito nesses documentos normativos que os conceitos incluem tanto as consequências positivas, usualmente designadas como oportunidades ou benefícios, como negativas, as quais é usual conotar com a designação de risco no léxico corrente, mas que surgem referenciadas como perigos ou ameaças na generalidade da literatura técnica.

As versões actualmente em vigor das normas ISO 31000:2009 e ISO/IEC Guide 73:2009 alargaram o conceito de risco, definindo-o como “o efeito da incerteza nos objectivos”. Deste modo, também ficou estabelecida inequivocamente a relação e distinção entre incerteza e risco.

2.2 Modelo

No âmbito da exploração de sistemas de drenagem de águas residuais, a norma ISO 24511:2007 recomenda a adopção de uma abordagem de gestão do risco para lidar com os desastres naturais. Essa recomendação pode ser justificada pela necessidade de ter em conta, de uma forma explícita, o elevado grau de incerteza associado tanto à ocorrência, como à resposta dos sistemas e às consequências dos desastres naturais, contribuindo para que as decisões sejam tomadas de forma informada.

Em ALA (2004a) é proposta uma metodologia geral, composta por oito etapas, para gerir o risco associado a desastres naturais, que se apresenta na Figura 1 sobreposta com o modelo geral constante na ISO 31000:2009. Nela constata-se que a metodologia proposta por ALA (2004a) é totalmente compatível com o processo de gestão do risco constante na ISO 31000:2009, podendo ser encarada como uma aplicação desta última norma para uma classe particular de riscos. Por uma questão de legibilidade, não se apresentam na Figura 1 os três elementos da fase de apreciação (identificação, análise e avaliação), que no entanto também constam do processo de gestão do risco da norma ISO 31000:2009 e correspondem às etapas operacionais conducentes à quantificação do risco.

No âmbito desta comunicação trata-se do exemplo do risco sísmico, em virtude da relevância que este tipo de desastre natural assume em Portugal e da relativa imunidade dos sistemas de drenagem de águas residuais a muitos dos outros tipos de desastres naturais, designadamente tornados, furacões e incêndios. A metodologia apresentada pode,

contudo, ser aplicada a outros tipos de desastres naturais e também a actos de vandalismo/terrorismo.

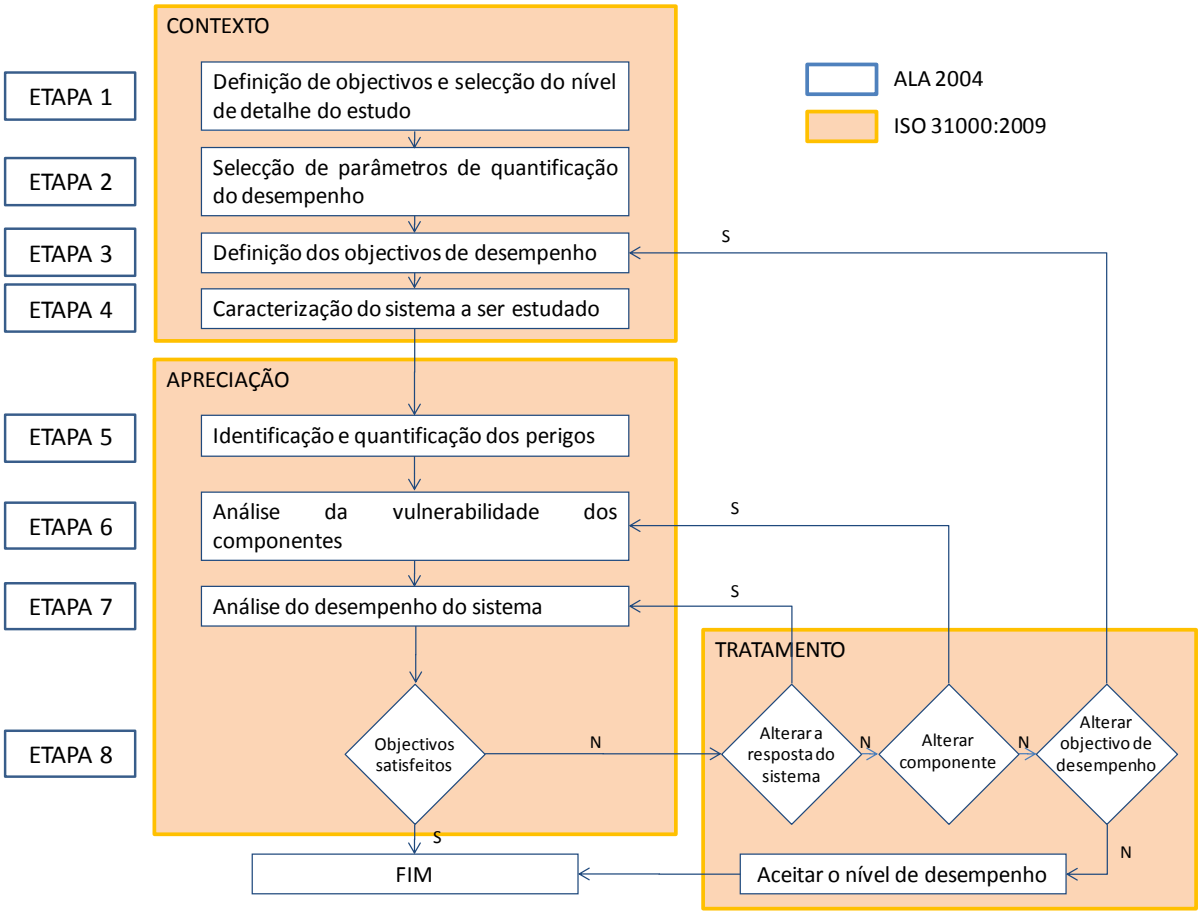


Figura 1 – Metodologia de gestão do risco aplicada a desastres naturais (adaptada de ALA, 2004a e ISO 31000:2009)

3 RISCO SÍSMICO

3.1 Conceitos fundamentais

O termo "risco sísmico" é utilizado nas comunidades científica e técnica para descrever a probabilidade de consequências adversas como resultado da ocorrência de um sismo. Tipicamente, considera-se o risco sísmico uma função dos seguintes elementos (FEMA, 2004; Chen e Scawthorn, 2003): i) a *perigosidade sísmica*, que traduz a probabilidade de ocorrência de um sismo com uma determinada severidade; ii) a *vulnerabilidade* e a *fragilidade sísmica*, que traduzem a susceptibilidade que um determinado elemento em risco tem para sofrer danos em consequência de um sismo com uma determinada severidade; iii) a *exposição* que traduz o valor dos elementos em risco que poderão ser afectados adversamente em caso de sismo (e.g., de vidas humanas; bens materiais e funcionais). Visto que existe incerteza associada aos três elementos identificados, a sua agregação para quantificação global do risco sísmico apresentará um grau de incerteza associado.

3.2 Sistemas de drenagem águas residuais

Os sismos apresentam um elevado potencial para provocar danos graves em sistemas de drenagem de águas residuais. Apesar destes sistemas terem sido frequentemente relegados para segundo plano, face aos sistemas de abastecimento de água, ambos os tipos de infra-estruturas apresentam semelhanças que permitem uma abordagem idêntica no que respeita a análise do risco sísmico associado (ALA, 2004b). Em particular, no que diz respeito às redes de tubagens enterradas, a grande diferença reside no facto das redes de abastecimento de água funcionarem em regra sob pressão, enquanto os sistemas de drenagem de águas residuais são predominantemente gravíticos, com escoamento com superfície livre. No primeiro caso, os danos manifestam-se imediatamente, através de uma redução dos caudais disponíveis e redução das pressões na rede. No caso dos sistemas de drenagem de águas residuais as consequências podem ser substancialmente desfasadas no tempo (ALA, 2004a), com exfiltrações com impactos cumulativos em termos de contaminação dos solos e aquíferos .

A informação disponível relativamente ao comportamento de redes de drenagem de águas residuais a acções sísmicas é muito incipiente (ALA, 2004b). Chiba *et al*. (1996) resumiram as características que potenciam danos em sistemas de drenagem, nomeadamente as propriedades do terreno (e.g., terrenos arenosos não consolidados; acidentes topográficos) e as características da instalação (e.g., cruzamento com outras infra-estruturas; ligações com ramais domiciliários e câmaras de visita), e tipificaram os danos observados. No caso particular dos colectores, a magnitude dos danos depende ainda, nomeadamente, do facto da tubagem ser segmentada ou contínua, existindo naturalmente mecanismos específicos de rotura associados a cada tipo de tubagem (e.g., ver O'Rourke e Liu, 1999).

4 VULNERABILIDADE SÍSMICA

4.1 Aspectos gerais

A vulnerabilidade e a fragilidade sísmica são grandezas que relacionam os danos com a acção do sismo (movimento vibratório) ou com os seus efeitos colaterais (e.g., deformação do terreno; tsunamis; formação de lagos induzidos). Importa desde já distinguir os conceitos de vulnerabilidade e fragilidade sísmica; assim, a fragilidade sísmica fornece a probabilidade condicional de um determinado nível de dano ou perda ser igualado ou excedido, para uma dada severidade da acção sísmica, enquanto que a vulnerabilidade sísmica é definida pelos valores esperados da variável dano ou perda em função da severidade da acção sísmica (Chen e Scawthorn, 2003). A vulnerabilidade sísmica pode ser quantificada através de modelos de vulnerabilidade, usualmente classificados em (Chen e Scawthorn, 2003): i) modelos periciais; ii) modelos empíricos; iii) modelos analíticos.

Sempre que a ciência não permite explicar os fenómenos satisfatoriamente, ou não existam dados disponíveis, o recurso a peritos pode ser uma alternativa a considerar, desde que os peritos tenham credibilidade e seja possível obter a respectiva opinião, com o mínimo de enviesamento possível. Os modelos periciais são pouco utilizados devido à falta de suporte científico ou experimental.

Os modelos empíricos, também designados por modelos estatísticos, baseiam-se na análise

estatística dos danos registados nos sistemas, após eventos sísmicos. Tipicamente, recorrem a regressões lineares simples ou múltiplas para determinar a função de vulnerabilidade que melhor se ajusta aos dados disponíveis. Para além de questões associadas à validade e qualidade dos dados de base, os modelos empíricos apresentam limitações importantes, nomeadamente (Chen e Scawthorn, 2003): i) não permitem reflectir as diferenças da qualidade de construção ou das estratégias e técnicas de manutenção específicas de uma região, no caso de não existirem registos de danos causados por sismos; ii) não têm em conta diferenças decorrentes de concepções/características específicas, que não estejam categorizadas e analisadas à partida nos dados que servem de base para as regressões; iii) não possibilitam estimar o benefício associado à adopção de uma solução que não tenha já sido "testada" com diversos sismos no passado.

Os modelos analíticos abordam o problema do comportamento estrutural dos elementos de uma perspectiva física ou mecânica. Têm o objectivo de determinar a forma como as solicitações geradas por uma dada acção sísmica condicionam o desempenho do sistema. Em teoria, conhecendo a capacidade resistente dos elementos, seria possível determinar a localização e dimensão dos danos que são susceptíveis de ocorrem. Apesar dos modelos analíticos serem potencialmente mais exactos, exigem um conhecimento muito aprofundado, tanto da solicitação sísmica (e.g., tipo, direcção, período, amplitude e duração das ondas sísmicas) como das características da resposta integrada da estrutura/infra-estrutura (e.g., interacção solo-estrutura/infra-estrutura; características intrínsecas da estrutura/infra-estrutura; estado de conservação). Na prática, para além de ainda não existirem modelos teóricos suficientemente completos, que contemplem satisfatoriamente a física dos fenómenos e a interacção com as estruturas/infra-estruturas, torna-se necessária informação experimental ou de campo para calibração e validação do modelo, que em muitos casos pode não existir.

4.2 Tubagens enterradas

Os danos físicos observados em tubagens enterradas resultam da propagação das ondas sísmicas e dos movimentos permanentes do terreno. À propagação das ondas sísmicas estão associados, geralmente, efeitos que podem abranger uma área geográfica muito vasta e que afectam as tubagens, qualquer que seja o tipo de solo onde estas se encontrem implantadas. Pelo contrário, as deformações permanentes do terreno provocam efeitos mais localizados e fortemente dependentes das características geotécnicas dos solos e da topografia do terreno. A taxa de danos dos colectores é, frequentemente, maior quando associada às deformações permanentes do terreno (ALA, 2001; Toprak e Taskin, 2007).

Para além destes factores, associados à solicitação propriamente dita, os efeitos da acção sísmica em tubagens enterradas dependem também de parâmetros ou características internas dos sistemas, nomeadamente o tipo de junta/ligação, o material, o diâmetro, a profundidade e o estado de conservação dos colectores (ALA, 2001). Outros factores, como a orientação relativa das estruturas com a direcção da acção sísmica ou a proximidade infra-estruturas adjacentes, podem também influenciar a resposta dos colectores à solicitação sísmica.

4.3 Modelos existentes

Para a estimativa dos danos em tubagens enterradas em geral, os modelos correntemente utilizados podem ser divididos em modelos analíticos e modelos empíricos (Azevedo *et al*., 2010). Tipicamente, os modelos analíticos consideram apenas o efeito da propagação de ondas sísmicas e baseiam-se nas seguintes relações matemáticas para determinar a deformação e curvatura do solo (Chen e Scawthorn, 2003):

- Para a deformação do solo

$$\epsilon_l = \frac{\mathrm{PGV}}{\mathrm{C}} \qquad (1)$$

- Para a curvatura do solo

$$\epsilon_c = \frac{\mathrm{PGA}}{\mathrm{C}^2} \qquad (2)$$

em que:

ε_l; ε_c - deslocação do solo (m/m)
C - velocidade de propagação das ondas sísmicas (m/s)
PGV - velocidade máxima do movimento vibratório do solo (m/s)
PGA - aceleração máxima do movimento vibratório do solo (m/s^2)

Assim, num colector, a deformação provocada pelas ondas sísmicas pode ser determinada pela seguinte expressão:

$$\epsilon_t = \sqrt{\frac{\mathrm{PGV}^2}{\mathrm{C}^2} + \mathrm{R}^2 \frac{\mathrm{PGA}^2}{\mathrm{C}^4}} \qquad (3)$$

em que:

ε_t - deformação da tubagem (m/m)
R - diâmetro externo da tubagem (m)

As expressões anteriores são válidas assumindo as seguintes hipóteses simplificativas (Azevedo *et al*., 2010): i) o movimento do solo não é afectado pela presença da tubagem; ii) o movimento relativo entre a tubagem e o terreno é desprezável; iii) as características geotécnicas dos terrenos são constantes ao longo dos colectores; iv) o sistema encontra-se suficientemente afastado do epicentro do sismo, de modo que não existe atenuação do movimento sísmico ao longo da extensão do colector.

Como as deformações máximas podem ser relacionadas com as tensões que ocorrem, conhecendo as relações constitutivas dos materiais é possível obter estimativas de danos físicos nos colectores. Nesta abordagem não são considerados os efeitos de deformações permanentes do terreno e, dada a complexidade do problema e quantidade de variáveis envolvidas (e.g., tipo de rotura do terreno, orientação da tubagem relativamente ao movimento do terreno, resposta da tubagem), torna-se muito complexo simular com detalhe o fenómeno físico envolvido. Nas últimas décadas, diversos autores (e.g., Abdoun *et al*., 2008 – roturas de falhas à superfície; Cocchetti *et al*., 2009 – deslizamento de terras) têm aprofundado o conhecimento disponível tendo em vista o desenvolvimento de modelos analíticos para quantificar o efeito dos deslocamentos permanentes do terreno. Contudo,

estes modelos dependem de um grande número de parâmetros, inviabilizando, na generalidade dos casos, a respectiva aplicação prática.

Por seu lado, os modelos empíricos fornecem relações entre o movimento do solo provocado pelos sismos e os danos associados, geralmente com base em regressões estatísticas de dados de eventos anteriores. Usualmente, os danos são traduzidos em termos de número de roturas por unidade de comprimento da tubagem. São considerados, em regra, os seguintes mecanismos responsáveis pelos danos (ALA, 2001): i) passagem de ondas sísmicas; ii) rotura do terreno.

A passagem de ondas sísmicas provocam deformações transientes do terreno resultantes do movimento vibratório. Essas deformações, ao serem transmitidas às tubagens, podem originar tensões que resultem em danos nas tubagens. Tradicionalmente, o descritor mais utilizado para traduzir o efeito das ondas sísmicas em tubagens enterradas é a velocidade máxima do movimento vibratório (PGV), dada a sua relação directa com os fenómenos físicos que ocorrem. A PGV pode ser definida de diferentes formas, a partir das duas componentes do movimento horizontal do solo, nomeadamente como o máximo do pico do movimento entre as duas direcções, como a média geométrica dos dois valores ou como a máxima magnitude do vector resultante da combinação das duas componentes horizontais do movimento do solo. O'Rourke e Jeon (2000) analisaram a influência das definições anteriores tendo concluído que pouco afectam a significância estatística das regressões. No entanto, o coeficientes de correlação ligeiramente superiores utilizando a PGV máxima entre as duas direcções.

Nas regressões podem ser utilizadas dois modelos ou formulações principais (ALA, 2001):

Modelo Linear

$$\mathrm{RR} = \prod \mathrm{K_i} \ \mathrm{a\ PGV} \qquad (4)$$

Modelo de Potência

$$\mathrm{RR} = \prod \mathrm{K_i} \ \mathrm{a\ PGV^b} \qquad (5)$$

em que:

RR - taxa de danos (número de danos/comprimento de tubagem)

K_i - factores correctivos (-)

a, b - parâmetros empíricos (-)

Têm sido conduzidos diversos estudos para estimar os parâmetros empíricos *a* e *b* que conduzem ao melhor ajustamento dos modelos às observações, resumindo-se, no Quadro 1, alguns dos estudos mais conhecidos. Optou-se, na presente comunicação, por apresentar modelos empíricos baseados exclusivamente no descritor PGV, por serem os mais usuais. Contudo, outros descritores da intensidade da acção sísmica têm sido utilizados por diferentes autores (e.g., Katayama *et al*., 1975 – PGA; O'Rourke e Deyoe, 2004 – deformação do solo).

De destacar que O'Rourke e Deyoe (2004) desenvolveram modelos que dependem do tipo de onda sísmica predominante, porque os danos induzidos por vibrações sísmicas dependem não só da velocidade máxima do movimento vibratório do solo (PGV), como também da velocidade de propagação das ondas sísmicas (C) (ver expressões (1), (2) e (3)). Esta velocidade de propagação C é regida pelo tipo de ondas sísmicas

predominantes. Assim, assumem que o tipo de onda sísmica predominante é controlado pela relação entre a distância ao epicentro (DE) e a profundidade focal (PF), sendo que: i) para DE/PF≥5 as ondas de Rayleigh (superficiais) predominam, assumindo-se um valor de 500 m/s para a velocidade de propagação das ondas sísmicas, C; ii) se DE/PF<5 as ondas Secundárias (volúmicas de corte) predominam, assumindo-se um valor de 3000 m/s para a velocidade de propagação das ondas sísmicas, C.

Um sismo também pode originar movimentos permanentes no terreno com consequências nefastas para as tubagens enterradas. A rotura do terreno depende das características topográficas, hidrogeológicas e geotécnicas dos solos, nomeadamente: i) o declive do terreno; ii) os tipos de solo, respectivas espessuras e distribuições; iii) a localização do nível freático ou grau de saturação do solo; iv) as propriedades mecânicas do solo; v) a presença de falhas. Estes movimentos do terreno podem manifestar-se de formas diversas, pelo que é corrente distinguir entre movimentos permanentes abruptos (ou concentrados) ou espacialmente distribuídos. Nos primeiros incluem-se fenómenos como a roturas de falhas à superfície ou o deslizamento de terras, sendo que, nesses casos, os danos nas tubagens se concentram na proximidade da linha de rotura do terreno. As roturas de terreno espacialmente distribuídas contemplam, fundamentalmente, fenómenos causados por liquefacção ou assentamentos diferenciais dos terrenos, resultando em danos nas tubagens na totalidade da área afectada. O deslocamento permanente do solo (PGD) é um descritor utilizado para traduzir o movimento do solo (O'Rourke e Ayala, 1993; ALA, 2001). A metodologia proposta em HAZUS®MH MR4 (FEMA, 2003) contempla modelos para determinar o PGD resultante de fenómenos de liquefacção (incluindo assentamentos e escorregamentos), deslizamento e rotura superficial de falhas.

Tal como anteriormente, para as regressões são utilizados dois modelos ou formulações principais (ALA, 2001):

Modelo Linear

$$RR = \prod K_i \ a \ PGD \qquad (6)$$

Modelo de Potência

$$RR = \prod K_i \ a \ PGD^b \qquad (7)$$

em que:

RR - taxa de danos (número de danos/comprimento de tubagem)
K_i - factores correctivos (-)
a, b - parâmetros empíricos (-)

Os modelos apresentados no Quadro 2 devem ser considerados tendo em atenção que as regressões correspondentes foram obtidas para uma determinada combinação específica de fenómenos. No caso dos modelos de Eidinger (2001) e ALA (2001), os dados dizem respeito a 88% de situações de liquefacção e a 12% de roturas superficiais de falhas.

Na Figura 2 apresenta-se a evolução dos resultados dos modelos identificados nesta comunicação, para diferentes valores dos descritores PGV e PGD. Os modelos empíricos de vulnerabilidade sísmica apresentados foram desenvolvidos com base em registos de

danos em tubagens enterradas de sistemas de abastecimento de água. Estruturalmente, os colectores das redes de drenagem de águas residuais são, em geral, menos resistentes às solicitações do que as condutas de abastecimento de água. Contudo, o desempenho de colectores, é considerado geralmente superior, em caso de sismo, visto que as consequências imediatas de fugas e de roturas não são tão graves e significativas e só em casos extremos é que conduzem à interrupção total do funcionamento do sistema (ALA, 2004a). Ainda assim, é de admitir que os danos provocados por sismos nas redes de drenagem de águas residuais podem ser comparáveis, do ponto de vista económico, às que se verificam em sistemas de abastecimento de água (ALA, 2004b) com diversas agravantes, nomeadamente as seguintes: i) os colectores são mais vulneráveis à flutuação; ii) os colectores apresentam, em regra, diâmetros superiores; iii) os colectores encontram-se instalados, em regra, a profundidades superiores; iv) os efluentes constituem ameaças para a saúde pública e o ambiente.

Quadro 1 – Modelos de vulnerabilidade devido à vibração do terreno (passagem de ondas sísmicas)

Nº	Referência	PGV	Tubagem	Taxa de danos(nº/Km)
V01	O'Rourke e Ayala (1993)	Máximo	Mistura (rígida)	$RR = 1.00 \times 10^{-4}\ PGV^{2.25}$
V02	Eidinger e Avila (1999)	Máximo	Mistura	$RR = 1.52\ PGV^{1.93}$
V03	Eidinger (2001) a) b)	Média geométrica	Mistura	$RR = 0.2415\ PGV$ modelo linear $RR = 0.2634\ PGV^{1.173}$ modelo de potência
V04	Isoyama *et al.* (1998)	Máximo	Mistura	$RR = 1.19 \times 10^{-3}\ (PGV - 5)^{1.30}$
V05	O'Rourke e Deyoe (2004)	Máximo	Mistura	$RR = 1.44 \times 10^{-2}\ PGV^{0.89}$
V06	O'Rourke e Deyoe (2004) a) b)	Máximo	Mistura (rígida) Mistura (rígida)	$RR = 3.50 \times 10^{-3}\ PGV^{0.92}$ ondas secundárias $RR = 3.40 \times 10^{-2}\ PGV^{0.92}$ ondas de Rayleigh
V07	Eidinger (1998)	Máximo	Ferro Fundido	$RR = 6.00 \times 10^{-4}\ PGV^{1.554}$
V08	Toprak (1998)	Máximo	Ferro Fundido	$RR = 2.29 \times 10^{-4}\ PGV^{1.62}$
V09	O'Rourke e Jeon (2000) a) b)	Máximo	Ferro Fundido Ferro Fundido	$RR = 1.14 \times 10^{-3}\ PGV^{1.21}$ $RR = 2.89 \times 10^{-4}\ PGV^{1.55}$
V10	O'Rourke e Jeon (1999, 2000) a) b)	Máximo	Ferro Fundido Ferro Fundido	$RR = 3.60 \times 10^{-2}\ (PGV/D^{1.021})^{0.989}$ $RR = 3.60 \times 10^{-2}\ (PGV/D^{1.138})^{0.865}$

Quadro 2 – Modelos de vulnerabilidade devido à deslocação permanente do terreno

Nº	Referência	PGV	Tubagem	Taxa de danos(nº/Km)
D01	Honegger e Eguchi (1992)	Máximo	Mistura	$RR = 5.93 \times 10^{-1}\ PGD^{0.56}$
D02	Eidinger (1998); Eidinger e Avila (1999)	Máximo	Mistura	$RR = 2.06 \times 10^{-2}\ PGD^{0.53}$
D03	Eidinger (2001) a) b)	Máximo	Mistura	$RR = 2.02 \times 10^{-3}\ PGD$ modelo linear $RR = 2.58 \times 10^{-2}\ PGD^{0.319}$ modelo de potência
D04	Heubach (1995)	Máximo	Ferro Fundido	$RR = 100 \times \left[1 - e^{-1(1.12 \times 10^{-2}\ PGD)^{1.69}}\right]$

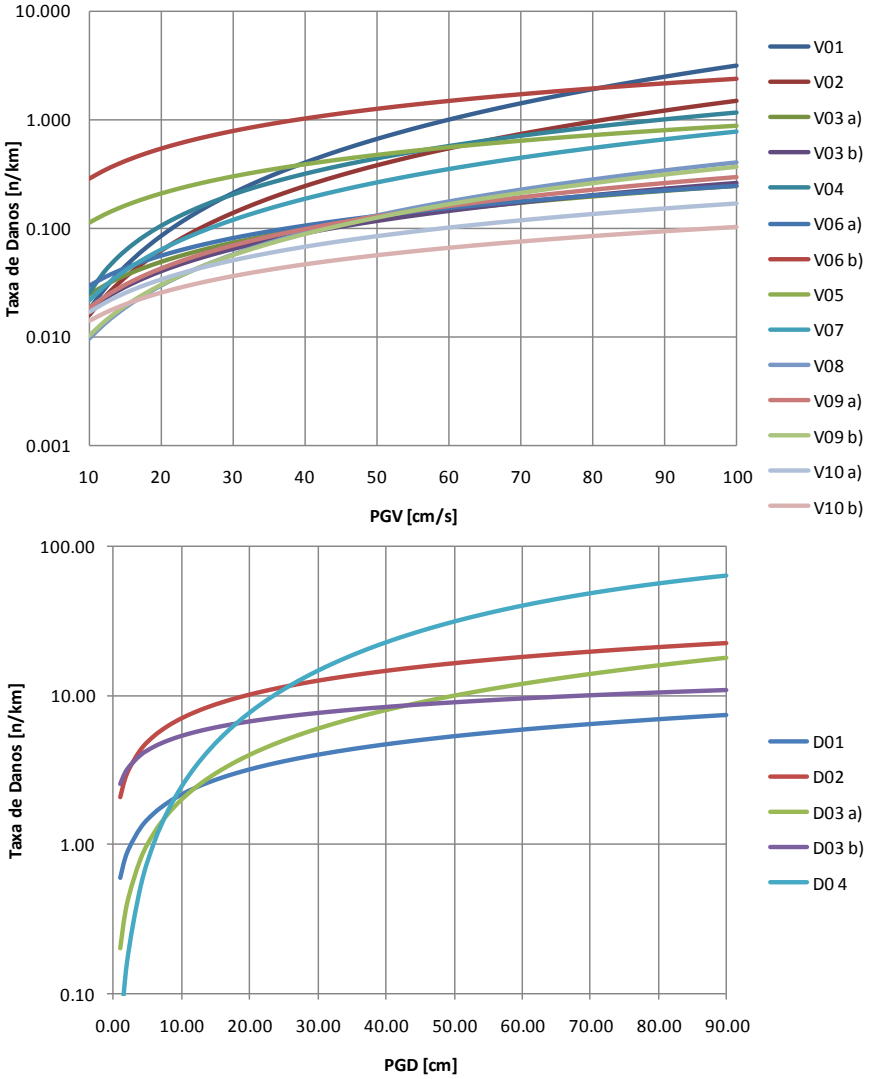


Figura 2 – Evolução da taxa de danos: com o descritor PGV (em cima); com o descritor PGD (em baixo).

4.4 Abordagem proposta

A dispersão dos resultados obtida pelos vários modelos comprova um elevado grau de variabilidade. A generalidade dos modelos não contempla essa variabilidade e apenas fornece o valor expectável ou médio da taxa de danos. Em contrapartida, os modelos propostos por Eidinger (2001) e adoptados em ALA (2001) estimam, explicitamente, o desvio padrão associado ao valor médio obtido (por aplicação do modelo linear, no caso dos efeitos da vibração do terreno, e do modelo de potência, para o efeito dos deslocamentos permanentes do terreno), assumindo uma distribuição lognormal.

A validação dos modelos com base na verificação dos efeitos de eventos sísmicos mais recentes, tem conduzido a resultados muito diversos. Como tal, é proposta a utilização conjunta dos modelos mais abrangentes e para os quais existem parâmetros correctivos publicados. Nesse sentido, foram seleccionados os modelos V01-V05, para os movimentos

transientes, e D01-D03, para os movimentos permanentes do terreno. Admitiu-se que os valores médios estimados, por cada modelo e para cada nível de solicitação, seguem uma distribuição lognormal e procedeu-se à respectiva agregação, válida para tubagens de ferro fundido, para as quais existe maior disponibilidade de registos. O procedimento incluiu os seguintes passos: i) determinação do valor médio para cada valor da intensidade da acção sísmica com base nos valores estimados pelos modelos seleccionados, usando factores correctivos correspondentes a tubagens de ferro fundido; ii) determinação do desvio padrão, por aplicação da totalidade dos modelos disponíveis, para tubagens de ferro fundido.

Os resultados da implementação da abordagem proposta, permitem referir os seguintes aspectos principais: i) a variabilidade da taxa de danos resultante da vibração do solo é superior à resultante dos efeitos da deformação permanente do solo para PGD superior a 4 cm, em consonância com o reportado em ALA (2001); ii) o desvio padrão da taxa de danos varia com a intensidade da acção sísmica, ao contrário do que é considerado em ALA (2001), que assume um desvio padrão constante; neste caso, o desvio padrão aumenta com o PGV e o PGD, a partir de valores de 30 cm/s e 20 cm, respectivamente.

Nas Figuras 3 e 4 apresenta-se a aplicação da abordagem proposta, para modelar os efeitos dos movimentos transientes do terreno. Na Figura 3 pode observar-se a evolução da probabilidade da taxa de danos, para três valores de PGV. Na Figura 4 apresentam-se a taxa de danos média e os percentis de 16 e 84%, para um valor de PGV de 50 cm/s, juntamente com os resultados obtidos pelos diferentes modelos.

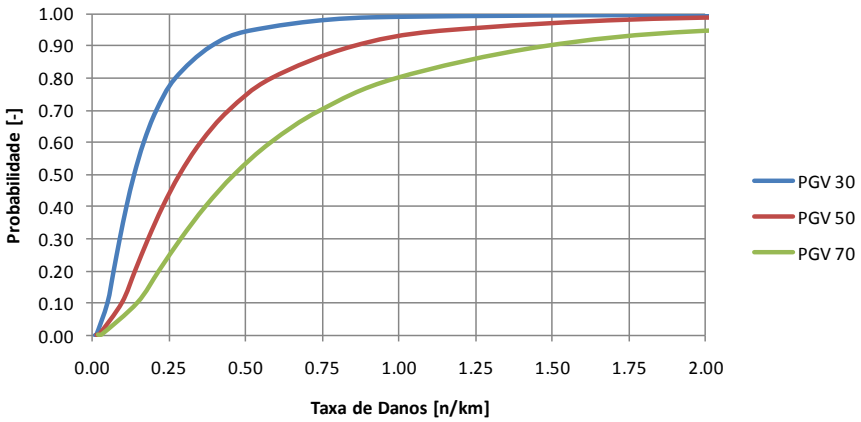


Figura 3. Distribuição estatística da taxa de danos para diferentes PGV.

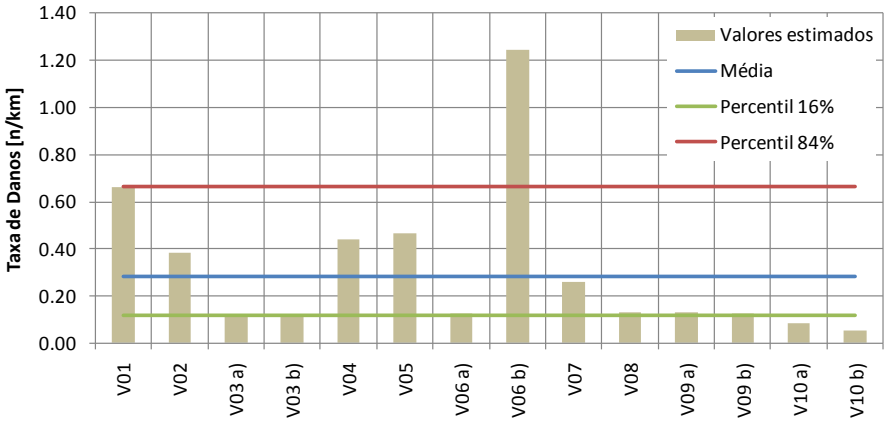


Figura 4. Estatística da taxa de danos para PGV=50 cm/s: média e respectivos percentis.

Nas Figuras 5 e 6 apresenta-se a aplicação da abordagem proposta para o efeito da deformação permanente do solo. Na Figura 5 pode observar-se a evolução da probabilidade do valor médio da taxa de danos, para três valores de PGD. Na Figura 6 apresentam-se a taxa de danos média e os percentis 16 e 84%, para um valor de PGD de 40 cm, juntamente com os resultados obtidos pelos diferentes modelos.

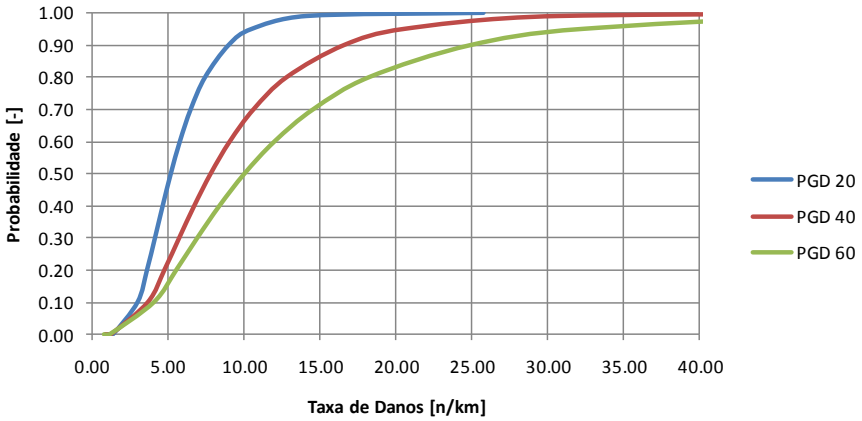


Figura 5. Distribuição estatística da taxa de danos para diferentes PGD.

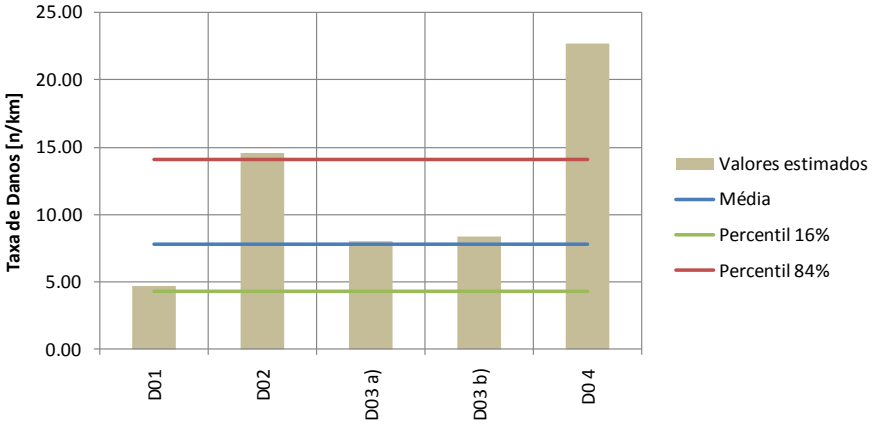


Figura 6. Estatística da taxa de danos para PGD=40 cm: média e respectivos percentis.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Teoricamente, a alteração do risco sísmico pode ser conseguido modificando qualquer um dos elementos que o descrevem: i) a *perigosidade sísmica*; ii) a *vulnerabilidade* e *fragilidade sísmica*; iii) a *exposição*. Como não podemos actuar sobre a perigosidade sísmica, excepto no que concerne a alguns dos seus efeitos colaterais, como, por exemplo, o deslizamento de terrenos, teremos que actuar ao nível da exposição, deslocando a estrutura/infra-estrutura para outro local, ou diminuindo a sua vulnerabilidade. Sendo a primeira opção dificilmente viável na maioria dos casos, o modo mais eficiente de mitigar o risco será o de actuar sobre a vulnerabilidade e resiliência dos sistemas. Poder-se-ão tomar medidas de natureza preventiva, nomeadamente através da adopção de concepções anti-sísmicas, ou de natureza reactiva, com seja a elaboração de planos de emergência e contingência, diminuindo assim as consequências e o risco.

Em Portugal, os estudos técnicos e científicos no domínio da gestão do risco sísmico em sistemas de águas residuais são bastante escassos e limitados, e a aplicação prática dos conceitos e modelos já desenvolvidos internacionalmente é praticamente inexistente. Pretende-se que a abordagem de avaliação de risco apresentada nesta comunicação possa contribuir para a divulgação e avanço de conhecimentos neste domínio, ao fornecer uma estimativa para a variabilidade da taxa dos danos em colectores, causada pela vibração do terreno e pelos movimentos permanentes do terreno com origem em eventos sísmicos. Nesse sentido, pode entender-se que abordagem proposta constitui uma ferramenta vocacionada essencialmente para o apoio à decisão nas fases de planeamento, concepção e projecto de novos sistemas de drenagem, ou de reabilitação de sistemas existentes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abdoun, D.; O'Rourke, M.; Symans, M.; O'Rourke, T.; Palmer, M.; Stewart, H. (2008). Factors influencing the behavior of buried pipelines subjected to earthquake faulting. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29:415–427.

ALA (2001). *Seismic Fragility Formulations for Water Systems: Part 1 - Guideline*. American Lifelines Alliance (ALA).

ALA (2004a). *Wastewater System Performance Assessment Guideline: Part 1 - Guideline*. American Lifelines Alliance (ALA).

ALA (2004b). *Wastewater System Performance Assessment Guideline: Part 2 - Commentary*. American Lifelines Alliance (ALA).

AS/NZS 4360:2004. *Risk management*. Standards of Australia and Standards of New Zealand, Sidney, Australia, 2004.

Azevedo, J.; Guerreiro, L.; Bento, R.; Lopes, M.; Proença, J. (2010). Seismic vulnerability of lifelines in the greater Lisbon area. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8:157–180.

Chapman, C. (1997). Project risk analysis and management - PRAM the generic process. *International Journal of Project Management*, 15(5):273-281.

Chen, W.; Scawthorn, C. (Eds.) (2003). *Earthquake Engineering Handbook*. CRC Press.

Chiba, Y.; Jo, T.; Ito, N. (1996). Earthquake resistance of sewerage pipe line facilities. *Water Science Technology*, 34(3-4):111-115.

Cocchetti, G.; Prisco, C.; Galli, A.; Nova, R. (2009). Soil–pipeline interaction along unstable slopes: a coupled three-dimensional approach. Part 1: Theoretical formulation. *Canadian Geotechnical Journal*, 46:1289–1304.

Eidinger, J. (1998). Lifelines, water distribution system in the Loma Prieta, California, Earthquake of October 17, 1989, performance of the build environment-lifelines. In: *US geological survey*, professional paper 1552-A, A63–A80.

Eidinger, J. (2001). *Seismic fragility formulations for water systems*. G&E Engineering Systems, Inc.

Eidinger, J.; Avila, E. (Eds.) (1999). *Guidelines for the Seismic Evaluation and Upgrade of Water Transmission Facilities*. TCLEE Monograph No. 15, ASCE.

FEMA (2003). *Multi-hazard Loss Estimation Methodology: Earthquake Model*: HAZUS®MH MR4 Department of Homeland Security Emergency Preparedness and Response Directorate, Federal Emergency Management Agency (FEMA).

FEMA (2004). *Primer for Design Professionals: Communicating with Owners and Managers of New Buildings on Earthquake Risk*. Federal Emergency Management Agency (FEMA), Risk Management Series, FEMA 389.

Flanagan, R.; Norman, G. (1993). *Risk management and construction*. Blackwell Scientific Publications, London, England.

Heubach, W. (1995). Seismic damage estimation for buried pipeline systems. In: *Proc. 4th U.S. Conf. on Lifeline Earthquake Engineering*, 312-319.

Honegger, D.; Eguchi, R. (1992). Determination of the relative vulnerabilities to Seismic damage for San Diego county water Authority (SDCWA) Water Transmission Pipelines.

ICE (1998). *RAMP: Risk analysis and management for projects*. Institution of Civil Engineers (ICE), Thomas Telford, London.

ISO 24511:2007. *Activities relating to drinking water and wastewater services — Guidelines for the management of wastewater utilities and for the assessment of wastewater services*. ISO/TC 224, International Organization for Standardization (ISO), 2007.

ISO 31000:2009. *Risk management: Guidelines on principles and implementation of risk management.* ISO TMB WG on Risk Management, International Organization for Standardization (ISO), 2009.

ISO/IEC Guide 73:2002. *Risk management – Vocabulary – Guidelines for use in standards*. International Organization for Standardization (ISO), 2002.

ISO/IEC Guide 73:2009. *Risk management – Vocabulary – Guidelines for use in standards*. International Organization for Standardization (ISO), 2009.

Isoyama, R.; Ishida, E.; Yune, K.; Shirozu, T. (1998). Seismic damage estimation procedure for water supply pipelines. In: *Proc. of water & earthquake '98 Tokyo*, IWSA Int. workshop, Int. Water Services Association and Japan Water Works Association.

Katayama, T.; Kubo, K.; Sato, N. (1975). Earthquake damage to water and gas distribution systems. In: *Proc. U.S National Conf. on Earthquake Engineering*, 396–405.

Knight, F. (1921). *Risk, Uncertainty, and Profit.* Hart, Schaffner & Marx; Houghton Mifflin Company.

O'Rourke, M.; Ayala, G. (1993). Pipeline damage due to wave propagation. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119:1490–1498.

O'Rourke, M.; Deyoe, E. (2004). Seismic damage to segmented buried pipe. *Earthquake Spectra*, 20:1167–1183.

O'Rourke, M.; Liu, X. (1999). *Response of Buried Pipelines Subject to Earthquake Effects*. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Monograph Series 3.

O'Rourke, T.; Jeon, S. (1999), Factors affecting the earthquake damage of water distribution systems, Optimizing post-earthquake lifeline system reliability. In: *Proc. 5th U.S. Conf. on Lifeline Earthquake Engineering*, 379–388.

O'Rourke, T.; Jeon, S. (2000). Seismic zonation for lifelines and utilities - Invited Keynote Paper on Lifelines. In: *Proc. 6th Int. Conf. on Seismic Zonation*.

PMI (2004). *PMBOK guide: A guide to the project management body of knowledge*. 3rd Edition, Project Management Institute (PMI).

Toprak, S. (1998). *Earthquake Effects on Buried Lifeline Systems*. PhD Thesis, Cornell University, Ithaca, NY.

Toprak, S.; Taskin, F. (2007). Estimation of Earthquake Damage to Buried Pipelines Caused by Ground Shaking. *Natural Hazards*, 40:1–24.

CONTROLO ACTIVO DE PERDAS DE ÁGUA
A experiência da Águas de Coimbra

Joaquim J. O. SOUSA ([1]); Jorge L. S. S. TEMIDO ([2])

RESUMO

O Plano Estratégico de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais, para o período 2007-2013 (PEAASAR II), define como grande objectivo estratégico a "sustentabilidade do sector", referindo que esta implica "a melhoria da produtividade e da eficiência". Efectivamente, a sustentabilidade é, actualmente, uma grande preocupação das entidades gestoras dos sistemas de abastecimento de água. Face ao panorama do nosso País, em que, de um modo geral, as perdas de água assumem proporções bem acima do que seria desejável (enquanto o PEAASAR II fixa como objectivo operacional reduzir as perdas de água para níveis inferiores a 20%, muitos sistemas apresentam perdas da ordem dos 50%), uma das medidas que poderá desempenhar um papel crucial neste contexto é o controlo activo de perdas de água.

Esta comunicação aborda a experiência da empresa Águas de Coimbra, EEM, e nela apresentam-se as medidas implementadas e as técnicas e equipamentos utilizados. O trabalho desenvolvido e os resultados alcançados são ilustrados através de um estudo de caso: a ZMC Castanheira. Este sistema, apesar da sua reduzida dimensão (2 reservatórios, 14 quilómetros de condutas e 555 ramais), é bem ilustrativo dos benefícios que se podem alcançar com o controlo activo de perdas de água.

Palavras-chave: Controlo activo de perdas de água, detecção de fugas, perdas de água, zonas de medição e controlo (ZMC).

[1] Professor Adjunto, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Rua Pedro Nunes - Quinta da Nora, 3030-199 COIMBRA, jjoseng@isec.pt

[2] Professor Auxiliar Convidado, Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Pólo II – Pinhal de Marrocos, 3030 – 290 Coimbra, jtemido@dec.uc.pt

1 INTRODUÇÃO

O Plano Estratégico de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais, para o período 2007-2013 (PEAASAR II), define como um dos três grandes objectivos estratégicos a "sustentabilidade do sector", referindo que esta implica "a melhoria da produtividade e da eficiência". Efectivamente, a sustentabilidade é, actualmente, uma grande preocupação das entidades gestoras dos sistemas de abastecimento de água. Face ao panorama do nosso País, em que, de um modo geral, as perdas de água assumem proporções bem acima do que seria desejável (refira-se que o PEAASAR II fixa como objectivo operacional reduzir as perdas de água para níveis inferiores a 20%, quando na realidade muitos sistemas apresentam perdas da ordem dos 50%), uma das medidas que poderá desempenhar um papel crucial neste contexto é o controlo activo de perdas de água. Por um lado, o controlo das perdas aparentes, ao reduzir a quantidade de água que é efectivamente consumida mas, como não é devidamente medida, não é facturada, contribui para o aumento da receita. Por outro lado, o controlo das perdas reais, ao reduzir a quantidade de água que é introduzida no sistema mas que não chega aos consumidores, contribui para a redução dos custos. Os benefícios do controlo activo das perdas reais podem dividir-se em directos e indirectos. Os benefícos directos mais visíveis são, sem dúvida, o aumento da facturação, resultante da redução dos erros de subcontagem e do uso não autorizado, e a diminuição dos custos de produção e transporte, resultante da redução das perdas reais. Mas existem outros benefícios, eventualmente com menor expressão, mas também importantes, podendo salientar-se: a diminuição da utilização dos recursos hídricos (consequência da redução do volume de água perdida); o aumento da relação capacidade de armazenamento/volume de água distribuída (melhores condições operacionais); a optimização energética (redução dos consumos de energia e melhor aproveitamento dos períodos de tarifas mais económicas); o adiamento de eventuais necessidades de reforço de capacidade dos sistemas (redução das necessidades de investimento); aumento dos níveis de serviço (redução de velocidades de escoamento e aumento de pressões); a melhoria das condições para a introdução de gestão da pressão.

2 O PERCURSO DA ÁGUAS DE COIMBRA

Consciente da sua realidade, a Águas de Coimbra (AC), empresa municipal responsável pela distribuição de água no município de Coimbra, definiu como prioritário, para o período 2006-2009, um projecto de redução de perdas de água. Neste âmbito, a AC tem vindo a desenvolver esforços no sentido de combater as perdas de água, pondo em prática medidas inspiradas nas melhores práticas do sector (Thornton, 2002; Farley e Trow, 2003; Alegre *et al*. 2005; Arregui *et al*., 2006; Morrison *et al*., 2007; Pilcher *et al*., 2007).

As medidas implementadas na AC podem dividir-se em dois grupos distintos: medidas preventivas, que visam contribuir para evitar o agravamento das perdas no futuro; e medidas correctivas, que têm por objectivo reduzir as perdas existentes actualmente.

2.1 Medidas preventivas

O combate eficaz às perdas de água carece de informação cadastral actualizada e fidedigna. À semelhança do que ocorre em muitas entidades gestoras, a informação cadastral existente na AC encontrava-se dispersa por vários serviços da empresa, existia em suporte de papel ou em ficheiros de AutoCAD e não estava devidamente actualizada. Com a criação do Serviço de Informação Cadastral (SIC), a AC decidiu adquirir um SISTEMA DE INFORMAÇÃO GEOGRÁFICA que permitisse armazenar, de forma centralizada e em formato digital, toda a sua informação cadastral, devendo esta ficar acessível via intranet a todos os utilizadores da empresa. Deste modo, torna-se muito mais fácil manter o cadastro actualizado e acessível. A informação cadastral existente foi carregada nesta nova aplicação, ficando desde logo acessível a todos, e, para garantir/melhorar a qualidade da informação fornecida, o SIC iniciou a realização de campanhas de confirmação/actualização de cadastro. Paralelamente, criaram-se procedimentos de trabalho que implicavam a comunicação ao SIC de todas as intervenções realizadas nas redes (construção de redes novas, remodelação/reabilitação de redes existentes e reparação de avarias), de modo a ir actualizando/corrigindo, constantemente, a informação existente.

Para planear o futuro das suas infra-estruturas, a AC iniciou a elaboração do seu PLANO GERAL DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA. Com este instrumento pretende-se avaliar o estado actual das infra-estruturas e planear as intervenções necessárias para garantir, ao longo de um determinado horizonte de projecto, bons níveis de serviço. Esta actividade é suportada pela informação cadastral e por informação oriunda da exploração. Para apoiar a sua elaboração, a AC adquiriu software de MODELAÇÃO MATEMÁTICA DE REDES. A aplicação escolhida comunica directamente com o SIG, de onde recolhe a informação cadastral e os locais de consumo. A base de dados do sistema comercial fornece informação sobre facturação, sendo esta associada automaticamente aos locais de consumo que se encontram georeferenciados no SIG. Deste modo, a construção de modelos de simulação fica bastante facilitada. Estas ferramentas, extremamente úteis, permitem: melhorar o conhecimento sobre a forma como as redes funcionam, detectar anomalias antes de estas provocarem danos irreversíveis, simular cenários hipotéticos sem sujeitar as infra-estruturas físicas a condições extremas, e definir políticas de operação que melhorem os níveis do serviço prestado e/ou reduzam os custos de exploração.

O Plano Geral de Distribuição de Água elaborado pela AC contempla a REABILITAÇÃO/SUBSTITUIÇÃO DE CONDUTAS E RAMAIS que apresentam elevados índices de roturas. Para que se possam identificar as zonas mais críticas, a necessitar de reabilitação urgente, todas as roturas identificadas, reportadas ou localizadas pelo Gabinete de Controlo de Perdas de Água (GCPA), passaram a ser comunicadas ao SIC que as georeferencia e introduz no Sistema de Informação Geográfica. Esta informação dá origem a mapas temáticos, de roturas em condutas e de roturas em ramais, que servem, então, de apoio à decisão da Divisão de Planeamento e Obras (DPO). Este plano prevê, também, a substituição das condutas de materiais com comportamentos, mecânicos e/ou hidráulicos, menos adequados. Referimo-nos, em concreto, ao fibrocimento, ao ferro galvanizado e ao ferro fundido cinzento, que serão gradualmente substituídos por outros materiais,

nomeadamente o policloreto de vinilo (PVC), o polietileno de alta densidade (PEAD) e o ferro fundido dúctil (FFD).

Outra medida, da qual se esperam resultados a médio/longo prazo, foi a criação de ESPECIFICAÇÕES DE TRABALHO E DE MATERIAIS, a serem adoptadas pelos serviços internos da AC e pelos seus fornecedores de serviços externos. Trata-se de uma série de documentos onde se especifica a forma de realizar os trabalhos e as características a que os materiais aplicados terão de obedecer. O objectivo desta medida é melhorar a qualidade do produto final resultante das intervenções nas redes da AC (construção de redes novas, remodelação/reabilitação de redes existentes e reparação de avarias) e espera-se que contribua para melhorar o comportamento das infra-estururas e, simultaneamente, aumentar a sua longevidade.

Para concluir, como a AC não dispunha, ainda, de uma ferramenta de supervisão e controlo remoto das suas infra-estruturas, decidiu-se adquirir um sistema de TELEGESTÃO. Este tipo de ferramenta é fundamental para gerir os sistemas de forma eficaz e eficiente, pois permite: monitorizar as redes em contínuo e em tempo real, adquirir informação detalhada sobre o seu funcionamento, actuar instantânea e remotamente sobre os seus elementos de controlo, e gerar automaticamente alarmes sempre que ocorram situações anómalas. Refira-se que a monitorização em contínuo dos caudais à entrada das ZMC será fulcral para reduzir o tempo de duração das fugas de água e, consequentemente, reduzir as perdas reais.

2.2 Medidas correctivas

O sistema de distribuição de água gerido pela AC é constituído por cerca de 1,200 quilómetros de condutas e serve mais de 80,000 clientes. Perante estes números, facilmente se depreende que se trata de um sistema bastante extenso, pelo que a sua gestão como um todo se torna extremamente complexa. Para ultrapassar esta dificuldade, a AC decidiu proceder à divisão do seu sistema de distribuição de água em 33 ZONAS DE MEDIÇÃO E CONTROLO (ZMC). Ao dividir o sistema em sub-sistemas de menor dimensão, a criação de ZMC facilita a monitorização e a localização das perdas, pelo que é, actualmente, uma medida aplicada por inúmeras entidades gestoras a nível mundial.

Para medir os volumes de Água Entrada em cada ZMC procedeu-se à instalação de caudalímetros. Nos casos em que o início das ZMC coincidia com pontos de entrega, a instalação ficou a cargo da entidade gestora do serviço “em alta”, neste caso a Águas do Mondego (17 caudalímetros electromagnéticos). Os restantes caudalímetros foram instalados pela AC.

Para avaliar os volumes de Água Facturada em cada ZMC foi necessário proceder à codificação, no sistema comercial (inicialmente a aplicação SCGA – Sistema Comercial de Gestão de Água, da Edinfor, posteriormente substituída pela aplicação UBS - *Utilities Business Suite*, da Logica), de todos os clientes.

Perante a existência de um número significativo de locais de consumo que não estavam dotados de contador, correspondentes a consumos próprios e a sistemas de rega de jardins

públicos, procedeu-se à instalação de contadores nesses locais (ficaram de fora apenas os jardins de pequena dimensão, para os quais se passou a estimar o consumo com base na área e no consumo unitário apurado nos jardins com contador).

Da diferença entre o volume de água entrada e ovolume de água facturada resultam as Perdas Comerciais, que englobam o Consumo Autorizado Não Facturado. Como este último é difícil de avaliar, e corresponde, maioritariamente, ao enchimento de auto-tanques (da própria AC, das corporações de bombeiros e dos serviços camarários), sensibilizaram-se estas entidades para procederem aos registos mensais de todos os enchimentos efectuados, elementos que serviriam de base à estimativa do Consumo Autorizado Não Facturado.

Com esta informação adicional já é possível avaliar com mais rigor as Perdas de Água, que incluem as Perdas Aparentes e as Perdas Reais.

Na AC, o combate às Perdas Aparentes começou com um estudo que pretendeu estimar a ordem de grandeza dos erros de subcontagem dos contadores de água instalados nos locais de consumo. Este estudo consisitiu na recolha de amostras de contadores instalados e na realização de ensaios metrológicos, no Laboratório de Contadores da AC, Figura 1, para determinação dos respectivos erros. Foram realizados os três ensaios habituais: ao caudal mínimo, ao caudal de transição e ao caudal máximo. Os resultados deste estudo evidenciaram, como seria expectável, que os erros de subcontagem têm tendência para aumentar com a "idade" dos contadores. Importa aqui referir que esta "idade" dos contadores não corresponde à verdadeira idade mas sim ao tempo que estiveram instalados, e é contada desde a aquisição do contador ou desde que este foi reparado e aferido. Na sequência deste estudo, a AC iniciou, no final de 2007, uma campanha de SUBSTITUIÇÃO DE CONTADORES, tendo até ao momento procedido à substituição de aproximadamente metade do seu parque (cerca de 40,000 contadores substituídos). Actualmente, a "idade" média do parque de contadores da AC já é reduzida, pelo que se mantém a substituição de contadores mas a um ritmo bastante mais lento.



Figura 1. Bancadas de ensaios metrológicos do Laboratório de Contadores da AC.

Uma outra conclusão retirada do estudo anterior foi a detecção de um número significativo de contadores bloqueados, isto é, que permitem a passagem de água mas que não a registam. Para minimizar este problema intensificou-se a análise dos contadores instalados sem consumo (verificar se não se encontram bloqueados), e sensibilizaram-se os leitores no

sentido de, quando detectam um contador sem consumo, averiguar se o local está, efectivamente, desocupado ou se poderá ser avaria do contador, devendo, nesse caso, solicitar-se a sua imediata substituição.

Iniciou-se, também, um projecto de MONITORIZAÇÃO DE GRANDES CONSUMIDORES, recorrendo a equipamentos de telecontagem instalados para o efeito. Estes equipamentos consistem em dataloggers que contam os impulsos emitidos pelos contadores, os convertem em volume e os guardam em memória. A informação adquirida é, posteriormente, enviada por um modem GSM/GPRS para um *data center* a partir do qual pode ser consultada. Para além da sua utilidade do ponto de vista comercial, esta informação pode ser extremamente importante para a exploração das redes, uma vez que permite identificar as necessidades e respectivos padrões dos grandes consumidores. No âmbito da telecontagem, pode, ainda, referir-se o arranque de um projecto piloto TELECONTAGEM DE CLIENTES DOMÉSTICOS, utilizando contadores electrónicos, Figura 2.



Figura 2. Contador electrónico usado no projecto piloto de telecontagem.

Para reduzir os volumes de água relativos a uso não autorizado, intensificaram-se as campanhas de fiscalização para detectar utilizações ilícitas. Por outro lado, criaram-se procedimentos de trabalho relativos a vistorias de instalações novas que visam evitar a ocorrência de situações de ligações directas, com o consequente consumo de água sem a realização do indispensável contrato de fornecimento e a respectiva instalação do contador. Para desencorajar estas ocorrências, aplicaram-se medidas coercivas e sanções nos casos detectados de uso não autorizado.

Para combater as Perdas Reais a AC criou o Gabinete de Controlo de Perdas de Água (GCPA). Este gabinete conta com uma equipa própria para desenvolver as suas actividades, à qual foi dada formação específica sobre o tema, e com os equipamentos que se adquiriram para o efeito, que se discriminam de seguida.

As Perdas Reais podem dever-se a fugas e extravasamento de reservatórios ou a roturas em condutas ou em ramais.

Para reduzir as perdas em reservatórios, a AC iniciou uma campanha de impermeabilização das paredes interiores destes órgãos, de modo a evitar fugas, e adquiriram-se sondas de nível portáteis, equipadas com datalogger, para monitorizar, periodicamente, os níveis da

água. Sempre que se detectava a ocorrência de extravasamento, identificava-se a causa (avarias em válvulas de flutuador, em válvulas altimétricas ou em sensores de nível para comando de bombas) e procedia-se à sua correcção, com a maior brevidade possível.

A redução das Perdas Reais devidas a roturas consegue-se diminuindo o seu tempo de ocorrência, sendo este constituído por três parcelas: detecção (tomar conhecimento da existência), localização (identificar o local onde ocorreu) e reparação (corrigir a avaria).

A detecção de fugas pode ser feita de duas formas: através da realização de auditorias ou monitorizando os caudais nocturnos. Na AC, após a divisão do sistema em ZMC, começaram a efectuar-se auditorias sistemáticas para identificar a ocorrência de novos problemas e para avaliar os resultados das medidas entretanto implementadas.

Relativamente à MONITORIZAÇÃO de CAUDAIS NOCTURNOS, como na altura a AC não dispunha ainda de um sistema de Telegestão, e não era razoável esperar até o ter (o projecto foi lançado a concurso em 2008), houve necessidade de conceber uma solução alternativa que criasse as condições mínimas necessárias para a realização dos trabalhos.

Para monitorizar os caudalímetros que dispunham de emissor de impulsos adquiriram-se três dataloggers com modem GSM, Figura 3 a). Estes equipamentos registavam os caudais e enviavam a informação para um modem montado num computador existente nas instalações da AC. Esta solução, apesar de não ser a ideal, permitia obter, remotamente e com periodicidade diária, os caudais à entrada da ZMC onde o equipamento estava instalado. A informação obtida servia quer para apoiar as intervenções realizadas na rede (por exemplo, testes de fecho progressivo de válvulas), quer para avaliar a sua eficácia, através da monitorização da evolução do Caudal Mínimo Nocturno. Quando este último atingia valores aceitáveis, mudava-se o equipamento para outra ZMC, repetindo-se o processo.

Nos casos onde não foi possível adoptar a solução acima descrita, recorreu-se à utilização de dois caudalímetros ultrasónicos portáteis, adquiridos para o efeito, Figura 3 b). Relativamente à anterior, esta solução tinha a grande desvantagem de implicar uma deslocação ao local para proceder à recolha da informação.

Entretanto estas soluções passaram a ser usadas apenas pontualmente, uma vez que a AC já dispõe de um sistema de Telegestão que monitoriza continuamente as redes em tempo real.

a)  b) 

Figura 3. Equipamentos para monitorização de caudais.
a) datalogger com modem GSM, c) caudalímetro ultrasónico portátil

A localização de fugas foi efectuada através de testes de fecho progressivo de válvulas e recorrendo a equipamentos acústicos, nomeadamente: correladores multi-ponto para localização aproximada e geofones para localização exacta (*pinpoint*).

Os TESTES de FECHO PROGRESSIVO de VÁLVULAS consistem em ir fechando progressivamente válvulas, no sentido de jusante para montante, de modo a isolar sectores da rede, e monitorizando o caudal à entrada da ZMC (estes testes são realizados durante a noite, a horas em que o caudal à entrada da ZMC se deve, praticamente, a roturas). A redução de caudal originada pelo isolamento de um determinado sector é um bom indicador do caudal das roturas aí existentes. Os sectores em que se observaram reduções significativas foram, posteriormente, alvo de inspecção mais pormenorizada, com recurso a geofones, para identificar os locais exactos das roturas

O funcionamento dos CORRELADORES ACÚSTICOS baseia-se na velocidade de propagação, ao longo das condutas, do som produzido pela água ao sair através das roturas. O som pode ser captado com dois tipos distintos de equipamentos: acelerómetros, que podem ser montados em contacto directo com a conduta ou em acessórios desta (válvulas, bocas de rega, marcos de incêndio, etc.), Figura 4 a) e b); ou hidrofones, montados em contacto directo com a água (bocas de rega, bocas de incêndio, marcos de incêndio, etc.), Figura 4 c). Usando software de correlação, para analisar o ruído escutado em dois pontos distintos da conduta, é possível identificar a localização aproximada de roturas, Figura 5. Estes equipamentos permitem escutar vários pontos da rede em simultâneo e analisar o ruído entre cada par destes. A precisão na localização de roturas é influenciada, principalmente, pelo material da conduta e a distância entre pontos de escuta (quanto mais flexivel for o material da conduta menores devem ser as distâncias entre os pontos de escuta), e pela estimativa da velocidade de propagação do som na conduta (constitui a maior fonte de incerteza de todo o processo, pois depende de diversos factores,

podendo os próprios equipamentos calcular estimativas com base nas características das condutas).



a) b) c)

Figura 4. Equipamentos acústicos.
a) e b) acelerómetros, c) hidrofone

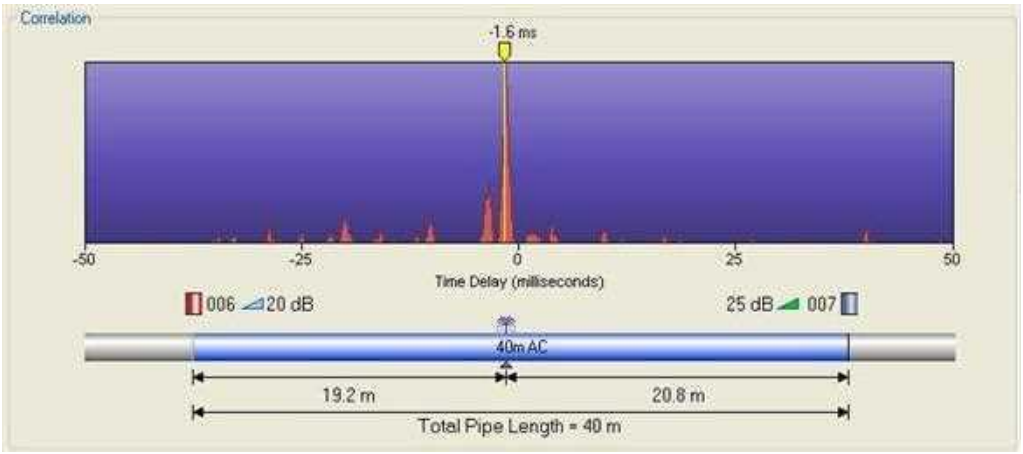


Figura 5. Software de correlação para localização de fugas.

Uma vez conhecida a localização aproximada da rotura, reocrre-se a GEOFONES para identificar a sua localização exacta, Figura 6 a). Esta localização é efectuada através de sondagem directa – Figura 6 b), escutando directamente a conduta através de pontos de acesso (ramais, válvulas, bocas de rega, etc.), ou de sondagem indirecta– Figura 6 c), escutando à superfície por cima da conduta.



a) b) c)

Figura 6. Utilização de geofones.
a) Geofone, b) Sondagem directa, c) Sondagem indirecta

No que respeita à reparação, a AC possui equipas de piquete ao longo das 24 horas do dia, o que permite agir a qualquer momento. Estas equipas deslocam-se em viaturas que dispõem de ferramentas para proceder à reparação rápida de qualquer rotura, nomeadamente: máquina para cortar pavimento, martelo pneumático, retroescavadora (transportada num reboque), etc.

2.3 Resultados alcançados

A implementação das medidas anteriormente descritas produziu resultados muito significativos. No que respeita às Perdas Comerciais, de 2007 para 2008, a redução conseguida foi superior a 1.2 milhões de m^3. Em algumas ZMC onde se realizaram campanhas de detecção/localização de fugas os índices de perdas reduziram consideravelmente. Para que se pudessem avaliar e comparar com outras entidades gestoras, os resultados alcançados pela AC (AC, 2009) foram medidos através dos INDICADORES DE DESEMPENHO do IRAR (Alegre *et al*., 2004).

Em resultado da medição efectuada, na Figura 7 pode observar-se a variação das perdas nas ZMC, entre 2007 e 2008, representadas através do indicador Op24 – Perdas de água por comprimento de conduta (m^3/km/dia). Observe-se que, segundo este indicador, algumas das ZMC agora intervencionadas detinham, em 2007, dos piores desempenhos e passaram a exibir, em 2008, dos melhores desempenhos de todo o sistema (Cruz dos Morouços (hidro), Alto do Leão, Espírito Santo das Touregas, Cruz dos Mourouços e Pinhal de Marrocos). Uma última nota para o facto de a ZMC Cumeada acusar o pior desempenho em 2007 e manter essa posição em 2008, só que agora com um valor do indicador Op24 cerca de 35% inferior.

Em termos de Perdas Reais, o indicador WR1 - Ineficiência na utilização dos recursos hídricos (Perdas Reais em % da água entrada no sistema), que em 2007 era de 26.1%, em

2008 baixou para 21.3%, valor que, face ao panorama nacional e à "tenra idade" do projecto de redução de perdas de água, só pode deixar a AC bastante orgulhosa.

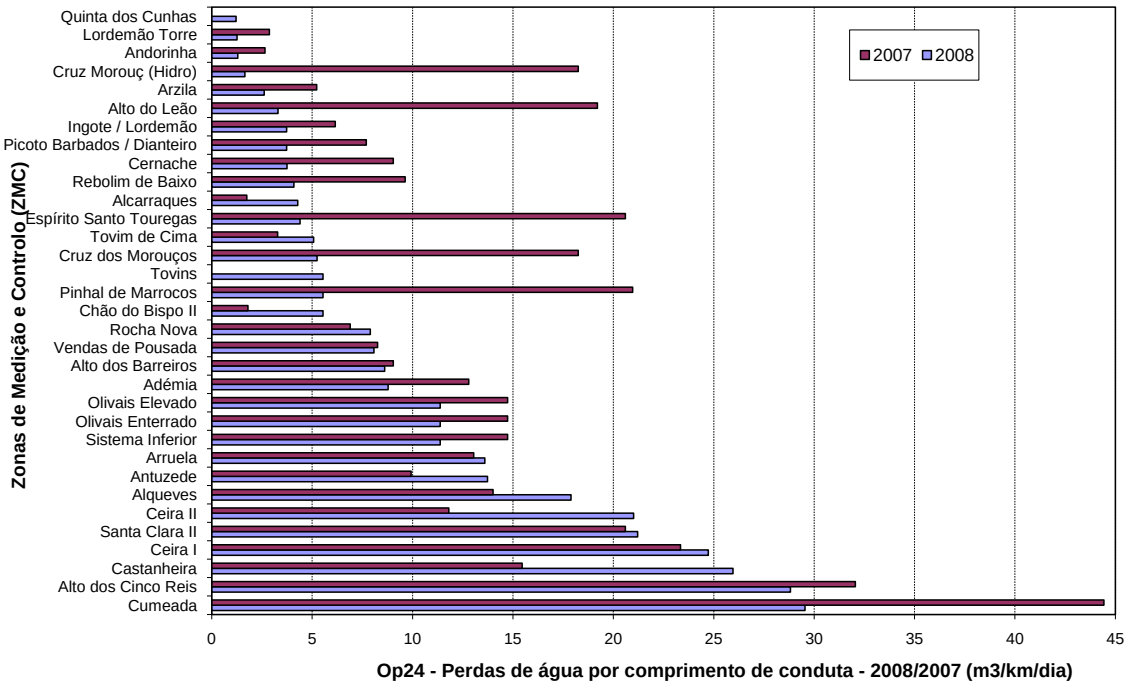


Figura 7. Avaliação do indicador de desempenho Op24 nas ZMC da AC.

Para concluir, importa aqui referir que os excelentes resultados alcançados são o corolário do esforço efectuado pela empresa, que assegurou todas as condições e meios necessários, e do ENVOLVIMENTO DOS SEUS COLABORADORES, tanto dos que actuaram directamente nesta área, como dos que se sentiram sensibilizados por este projecto e para ele contribuiram das mais variadas formas.

3 ESTUDO DE CASO

Este estudo de caso, que pretende ilustrar algumas das medidas implementadas na AC, refere-se aos trabalhos desenvolvidos no âmbito de uma Dissertação de Mestrado, do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, cuja parte experimental teve lugar na ZMC Castanheira (Silva, 2010). Esta ZMC está situada numa zona predominantemente rural, a cerca de 10 km de Coimbra, e serve as populações de Castanheira, Vila Verde, Lamarosa e São Silvestre, Figura 8. A rede de distribuição de água tem 14 km de extensão, sendo constituída por tubagem de PVC, com diâmetros entre os 63 mm e os 125 mm, possui 555 ramais de ligação e dois reservatórios, o Castanheira (principal) e o Vila Verde (de extremidade). O reservatório Castanheira aduz por bombagem para o reservatório Vila Verde (adutora distribuidora). O funcionamento da estação elevatória é controlado, via GSM, pelo nível de água no reservatório Vila Verde. Ao atingir o nível máximo, a bombagem é interrompida e a distribuição passa a efectuar-se por

gravidade a partir do reservatório Vila Verde. O reservatório Castanheira possui um caudalímetro fixo (bombagem) e no reservatório Vila Verde instalaram-se um caudalímetro e uma sonda de nível portáteis.



Figura 8. Localização da ZMC Castanheira.

A selecção desta ZMC deveu-se à sua pequena dimensão e ao facto de as perdas de água terem aumentado consideravelmente de 2007 para 2008, Figura 7. Atendendo a que em 2008 as perdas atingiram os 57% (133,000 m^3, correspondendo a mais de 350 m^3/dia), no início de 2009 efectuou-se uma inspecção a esta ZMC, do que resultou um decréscimo das perdas, Figura 9. Porém, estas ainda apresentavam valores elevados, observando-se um Caudal Mínimo Nocturno superior a 15 m^3/h.

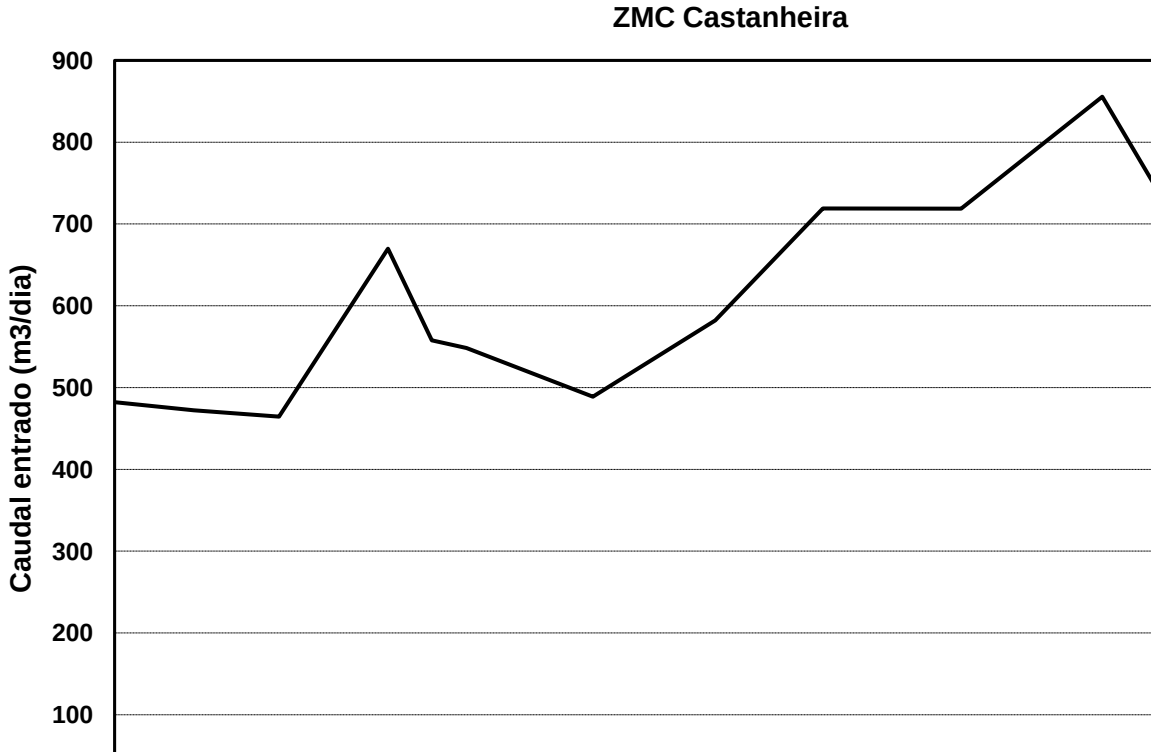


Figura 9. Evolução do caudal diário entrado na ZMC Castanheira.

Os trabalhos começaram com a utilização do método mais elementar que existe, a observação directa, procurando indícios que pudessem revelar a existência de fugas de água (escorrências ou humidades anormais, vegetação viçosa, etc.). Deste método resultaram duas ocorrências: uma escorrência contínua numa valeta permitiu identificar uma rotura num ramal de uma boca de incêndio (foi reparada de imediato); um escorrimento numa parede da câmara de manobras do reservatório Vila Verde veio a revelar-se ser produzida por uma falha na impermeabilização da câmara de chegada, que permitia a saída da água através de uma fissura (a impermeabilização das paredes interiores desta câmara foi refeita, Figura 10).



Figura 10. Pormenor da nova impermeabilização do interior da câmara de manobras.

Os trabalhos de campo, iniciados no dia 9 de Outubro de 2009, foram apoiados por colaboradores do GCPA e tiveram lugar de segunda a sexta-feira entre as 0 e as 7 horas. Uma vez que a rede da ZMC Castanheira possui uma boa densidade de válvulas de seccionamento, optou-se por realizar testes de fecho progressivo de válvulas. Após analisar os caudais nocturnos, decidiu-se que estes testes deveriam decorrer, preferencialmente, entre as 2 e as 4 horas, período em que o caudal é menor e já se observam poucas flutuações. Numa primeira fase, isolaram-se grandes sectores da rede e identificaram-se aqueles onde se observaram decréscimos consideráveis de caudal. Posteriormente, intensificava-se a pesquisa nesses sectores, realizando mais testes com sectores consecutivamente mais pequenos, encaminhando a pesquisa para próximo da fuga. Quando a dimensão do sector já era suficientemente pequena, passava-se à sondagem com geofones: directa, em contadores, caixas de parede, bocas de rega, bocas de incêndio e marcos de incêndio; e indirecta, à superfície dos pavimentos sobre a conduta.

Na sequência de cada teste, que envolvia um conjunto de válvulas, recolheram-se os dados do caudalímetro do reservatório Vila Verde, procedeu-se à sua representação gráfica e assinalaram-se os instantes correspondentes aos fechos/aberturas das válvulas. Os gráficos permitem identificar as reduções de caudal provocadas pelo fecho de algumas válvulas e os picos observados aquando da abertura das mesmas (na Figura 11 apresentam-se os

resultados de um destes testes, onde se assinalam apenas as válvulas que originaram reduções de caudal). É interessante observar que a abertura das duas últimas válvulas dá origem a picos de caudal, o mesmo não acontecendo com a primeira. Ao isolar um sector com roturas, a rede desse sector vai esvaziando até que, no momento da abertura, inicia-se o seu reenchimento, dando origem aos picos de caudal. Porém, quando se isola um sector que se desenvolve ao longo de uma encosta e este possui uma rotura na sua parte mais elevada, a rede não chega a esvaziar, pelo que não há lugar a reenchimento, nem ao respectivo pico de caudal. Estas situações, aparentemente estranhas, podem ser úteis porque permitem direccionar, de imediato, a pesquisa para as partes mais elevadas do sector isolado, que foi exactamente o que sucedeu neste caso.

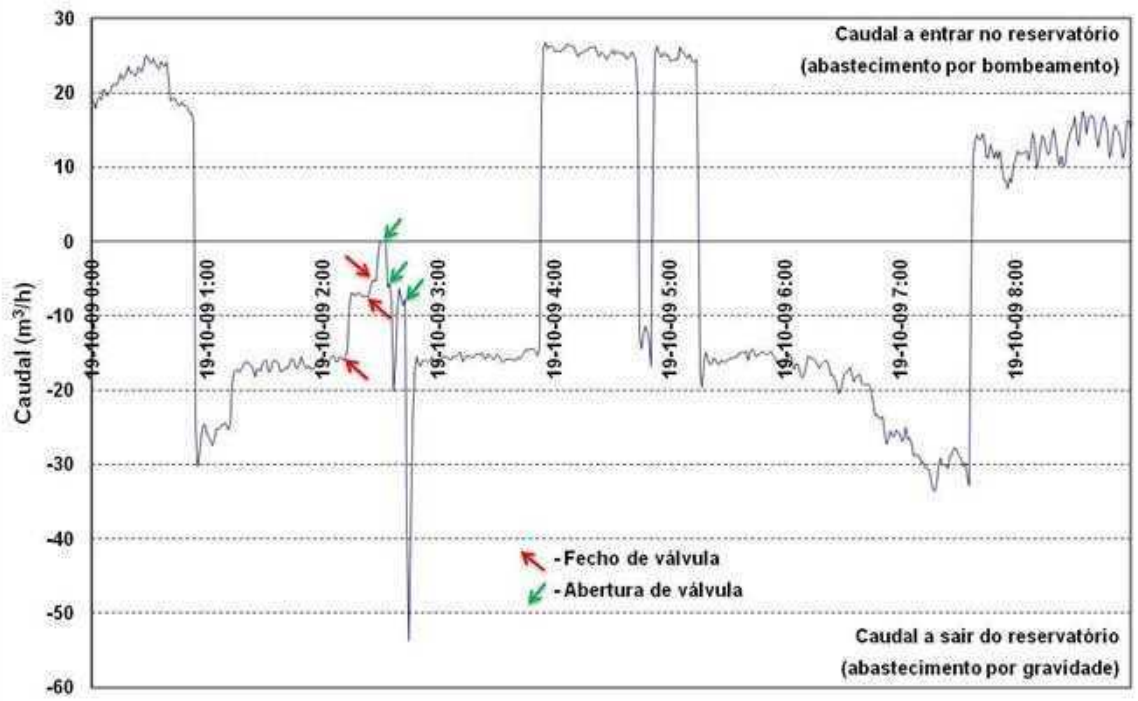


Figura 11. Resultados de um teste de fecho progressivo de válvulas.

No mesmo dia identificou-se uma rotura nesse sector, precisamente numa conduta localizada na parte mais alta (conduta adutora distribuidora, em PVC ϕ125 mm). Tratou-se de uma rotura provocada por deficientes condições de assentamento. O fundo da vala é rochoso e o coxim de material granular praticamente inexistente, pelo que, em algumas secções, a conduta acabou por ficar apoiada directamente em rocha, o que levou ao seu esmagamento na face inferior e à consequente fissura na face superior, Figura 12. Uma vez localizada, procedeu-se de imediato à reparação desta rotura.



vista da face inferior (esmagamento) vista da face superior (fissura)

Figura 12. Conduta onde ocorreu a rotura.

Com o prosseguir dos trabalhos, acabaram por se localizar mais três roturas em ramais domiciliários e uma válvula de seccionamento que vertia pelo empanque, tendo-se procedido às respectivas reparações.

Além das já mencionadas, acabou por se detectar uma outra situação que, não constituindo perda real de água da ZMC Castanheira, estava a ser contabilizada como tal. A rede da ZMC Castanheira faz fronteira com a rede da ZMC Sistema Inferior, encontrando-se as duas isoladas através de duas válvulas de fronteira que permanecem fechadas. Pois veio a verificar-se que uma destas válvulas não fechava devidamente e deixava passar água da ZMC Castanheira (localizada piezometricamente a um nível superior) para a ZMC Sistema Inferior. A água que se transferia estava a contribuir para as perdas da ZMC Castanheira, quando, na realidade, essas perdas deveriam ser contabilizadas na ZMC Sistema Inferior. A situação foi regularizada com a substituição da válvula.

Para se ter uma melhor percepção do decorrer dos trabalhos e dos resultados alcançados, na Figura 13 apresenta-se a evolução dos caudais nocturnos. Nela podem identificar-se os dias em que se realizaram testes de fecho progressivo de válvulas (grandes variações do caudal nocturno), o impacto da rotura na conduta adutora distribuidora (a reparação ocorreu no dia 19-10-2009), e o resultado final – Caudal Mínimo Nocturno pouco superior a 3 m^3/h.

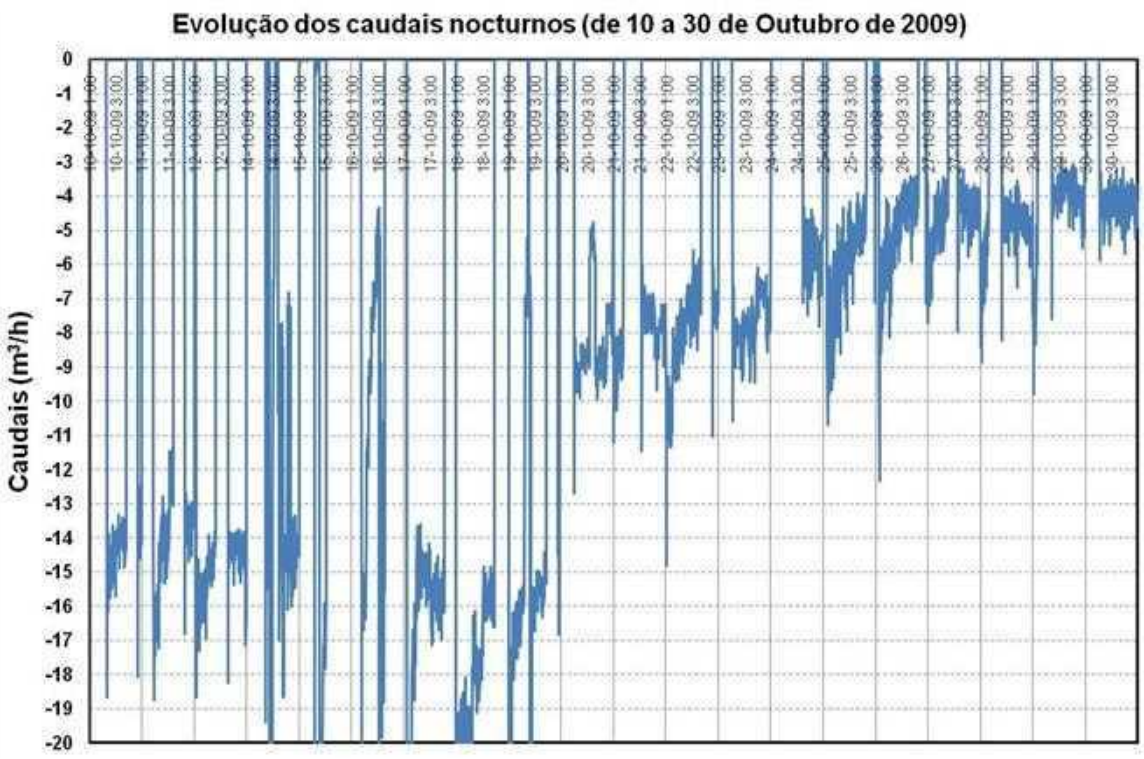


Figura 13. Evolução dos caudais nocturnos.

Em resultado da realização desta campanha, o volume entrado na ZMC Castanheira baixou de 660 para 380 m^3/dia, uma redução de 280 m^3/dia, mais de 100,000 m^3/ano, estimando-se que actualmente as perdas de água rondem os 20%. Para além do benefício resultante da diminuição do volume de água perdida, importa, também, referir o benefício em termos de custos de energia eléctrica (relembre-se que toda a água que entra na ZMC Castanheira é bombeada). Para além de ter diminuído o consumo de energia eléctrica, a redução das perdas de água, conjugada com o melhor conhecimento do funcionamento do sistema, entretanto adquirido, permitiu introduzir regras de operação mais eficientes, aproveitando melhor a capacidade de armazenamento do reservatório Vila Verde e tirando partido das horas em que o tarifário da energia é mais económico (durante a noite), Figura 14.

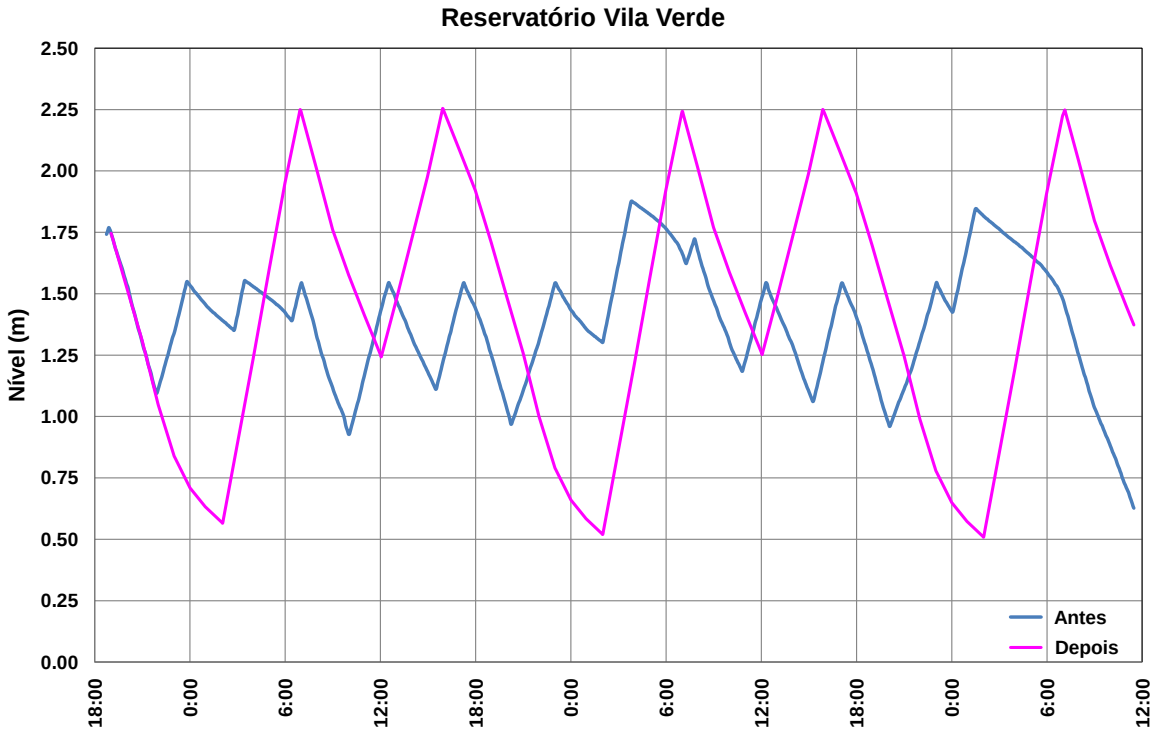


Figura 14. Operação da ZMC Castanheira, antes e depois da campanha.

4 CONCLUSÕES

Esta comunicação aborda a experiência da empresa Águas de Coimbra, EEM, no âmbito do controlo activo de perdas de água. Faz-se referência às medidas já implementadas, de entre as quais se destaca: a divisão do sistema de distribuição de água em Zonas de Medição e Controlo, a substituição de contadores, a monitorização de grandes consumidores, a realização de auditorias, a monitorização de caudais nocturnos, o uso de equipamentos acústicos para localizar fugas (correladores e geofones), e a realização de testes de fecho progressivo de válvulas. Com estas medidas foi possível, de 2007 para 2008, reduzir as Perdas Comerciais em mais de 1.2 milhões de m^3, e a ineficiência na utilização dos recursos hídricos (Perdas Reais em % da água entrada no sistema), indicador de desempenho WR1 do IRAR, baixou de 26.1% para 21.3%.

Importa aqui referir que os excelentes resultados alcançados são o corolário do esforço efectuado pela empresa, que assegurou todas as condições e meios necessários, e do ENVOLVIMENTO DOS SEUS COLABORADORES, tanto dos que actuaram directamente nesta área, como dos que se sentiram sensibilizados por este projecto e para ele contribuiram das mais variadas formas.

Na parte final da comunicação, o trabalho desenvolvido e os resultados alcançados são ilustrados através de um estudo de caso: a ZMC Castanheira. A campanha realizada nesta ZMC, planeada no âmbito de uma Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, durou cerca de duas semanas e resultou na localização de uma rotura em conduta, de uma rotura

em ramal de boca de incêndio, de três roturas em ramais domiciliários, de uma válvula a verter pelo empanque e de uma fuga através de uma fissura no reservatório Vila Verde. Foi, ainda, identificada uma válvula de fronteira que, ao não fechar devidamente, deixava passar água para uma ZMC contígua, localizada a um nível piezométrico inferior, agravando as perdas da ZMC Castanheira.

Em resultado da realização desta campanha, o volume entrado na ZMC Castanheira baixou de 660 para 380 m^3/dia, uma redução de 280 m^3/dia, mais de 100,000 m^3/ano, estimando-se que as perdas de água, que em 2008 ascendiam a 57%, actualmente rondem os 20%.

A redução das perdas de água teve como consequência a diminuição do consumo de energia eléctrica, e, conjugada com o melhor conhecimento do funcionamento do sistema, entretanto adquirido, permitiu introduzir regras de operação mais eficientes, aproveitando melhor a capacidade de armazenamento do reservatório Vila Verde e tirando partido das horas em que o tarifário da energia é mais económico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AC, Águas de Coimbra E.E.M. (2009). *Relatório e Contas 2008*.

Alegre H., Hirner W., Batista, J. M., Parena R. (2004). *Indicadores de desempenho para serviços de abastecimento de água*. IRAR, Portugal (Tradução e adaptação para português: Patrícia Duarte, Helena Alegre e Jaime Melo Baptista).

Alegre H., Coelho S. T., Almeida M. C., Vieira P. (2005). *Controlo de perdas de água em sistemas públicos de adução e distribuição*. IRAR, Portugal.

Arregui F., Cabrera Jr E., Cobacho R. (2006). *Integrated water meter management*. IWA Publishing.

Farley M.,Trow S. (2003). *Losses in water distribution networks*. IWA Publishing.

Morrison J., Tooms S., Rogers D. (2007). *District metered areas – Guidance notes*. Water Loss Task Force, IWA.

Pilcher R., Hamilton S., Chapman H., Field D., Ristovski B., Stapely S. (2007). *Leak location and repair – Guidance notes*. Water Loss Task Force, IWA.

Silva, R. A. (2010). *Controlo de Perdas em Sistemas de Abastecimento de Água – O caso de Estudo da ZMC da Castanheira*. Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Hidráulica, Universidade de Coimbra.

Thornton J. (2002). *Water loss control manual*. McGraw Hill.

CONTROLO DOS CAUDAIS PLUVIAIS DE NOVAS URBANIZAÇÕES COM BACIAS DE RETENÇÃO – Dimensionamento e modelação do sistema da Penalva

Luís Mesquita DAVID[(1)]; Rita Fernandes de CARVALHO[(2)]; Rita ISIDRO[(3)]; Manuela SOBRAL[(3)]

RESUMO

A Câmara Municipal do Barreiro pretende viabilizar o desenvolvimento urbano de uma zona com cerca de 100 ha, localizada a montante de uma vala com limitações de vazão, tendo solicitado ao LNEC e à Universidade de Coimbra estudos para a integração e o pré-dimensionamento de bacias de retenção. As bacias de retenção deverão garantir que o caudal descarregado na vala, após completado o processo de urbanização, não exceda o caudal correspondente à ocupação actual, para o período de retorno de 100 anos.

Neste artigo descreve-se o trabalho desenvolvido, que compreendeu o estudo hidrológico da bacia hidrográfica actual, a concepção do sistema de drenagem tendo em conta o desenvolvimento urbano esperado, a localização das bacias de retenção, a definição da metodologia e dos critérios de dimensionamento, o dimensionamento conjunto da rede de colectores, das bacias e de outras obras hidráulicas relevantes e a avaliação do funcionamento do sistema para cenários extremos, incluindo alterações climáticas.

O estudo hidráulico foi efectuado com recurso à modelação matemática, através da construção de um modelo no programa SWMM, e da simulação do funcionamento do sistema para diferentes cenários de concepção e de solicitação. Estudou-se a viabilidade da construção de oito bacias de retenção, tendo-se optado por cinco bacias apenas na solução final.

(1) Investigador Auxiliar, LNEC (DHA/NES), Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, Portugal, ldavid@lnec.pt

(2) Professora Auxiliar, IMAR, Universidade de Coimbra, Dep. Eng. Civil - Pólo II, 3030-788 Coimbra, Portugal, +351 239 79 71 50, ritalmfc@dec.uc.pt

(3) Eng.ª Civil, Divisão de Projectos e Obras, Departamento de Águas e Saneamento, Câmara Municipal do Barreiro, risidro@cm-barreiro.pt, msobral@cm-barreiro.pt

PALAVRAS-CHAVE

Águas pluviais, drenagem urbana, SUDS, bacias de retenção, modelação, SWMM

1 - INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, diversos países têm condicionado o licenciamento de novas urbanizações à adopção de medidas que laminem o caudal de cheia ao do escoamento natural anterior à urbanização ("the Greenfield runoff"). As bacias de retenção podem constituir uma importante medida de controlo na origem, promovendo o amortecimento dos caudais de cheia e a gestão mais sustentável dos sistemas de drenagem urbana.

Tal como é proposto pelo Regulamento Geral de Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais, publicado pelo Decreto Regulamentar n.º 23/95 de 23 de Agosto (doravante designado por Regulamento Geral), o pré-dimensionamento de bacias de retenção é frequentemente efectuado pelo método simplificado, também conhecido por método holandês (Abreu, 1983). No entanto, o dimensionamento final deve ser efectuado com base num modelo numérico que tenha em consideração as características da bacia de drenagem, a geometria da estrutura de retenção, a lei de vazão dos órgãos de descarga e a variabilidade da precipitação.

Na sequência de uma reflexão sobre o método holandês, e face às ferramentas de cálculo automático actualmente disponíveis, David e Carvalho (2009) propuseram um modelo numérico mais sofisticado para o dimensionamento expedito de estruturas de retenção. O modelo foi desenvolvido em Excel e utiliza rotinas construídas em VBA, efectuando automaticamente o cálculo iterativo das necessidades de armazenamento e da chuvada crítica de projecto, para diferentes opções de dimensionamento da estrutura de retenção e dos órgãos de descarga.

No entanto, em situações de maior complexidade, designadamente com entradas em carga e extravasamentos nos colectores, o dimensionamento das bacias de retenção deve resultar de estudos mais pormenorizados, com recurso a modelos distribuídos e hidrodinâmicos, tais como os construídos no INFOWORKS, no MOUSE ou no SWMM. Não obstante as acrescidas potencialidades deste tipo de modelação, persiste a necessidade de recorrer a simplificações e hipóteses de base, cuja importância deve ser minorada logo na fase de concepção do sistema e deve ser criteriosamente tida em consideração na análise dos resultados e no dimensionamento final das bacias.

Neste artigo descrevem-se os critérios e a metodologia de dimensionamento de um conjunto de bacias de retenção a implantar numa área a urbanizar, em que o sistema de drenagem foi modelado com o programa SWMM (Storm Water Management Model, da US EPA) para cenários e hipóteses de base pouco habituais em estudos de hidrologia urbana.

Este trabalho surgiu na sequência de estudos solicitados pela Câmara Municipal do Barreiro (CMB) ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil, I. P. (LNEC) e à Universidade de Coimbra (UC), com o objectivo de permitir a curto prazo viabilizar o desenvolvimento urbano previsto para a área da Penalva, naquele Concelho, através da construção de bacias de retenção. De acordo com o estabelecido pela Administração da Região Hidrográfica do Tejo I.P. (ARH do Tejo), o caudal afluente à vala real de Palmela, após completado o processo

de urbanização de cerca de 100 ha, não deverá exceder o caudal correspondente à ocupação actual, para o período de retorno de 100 anos (Carvalho e David, 2010; David e Carvalho, 2010).

2 - OBJECTIVOS, ESPECIFICIDADES E METODOLOGIA GERAL DO ESTUDO

Os objectivos do trabalho consistiram na realização das três seguintes actividades principais:

- Diagnóstico do funcionamento do sistema de drenagem actual, com cerca de 160 ha, identificação das principais deficiências e estabelecimento dos caudais de referência a utilizar no dimensionamento das bacias de retenção (caudais de laminagem de cheia).
- Estudo de alternativas de localização das bacias de retenção e de concepção do sistema de drenagem, pré-dimensionamento do sistema tendo em conta o desenvolvimento urbano esperado na Penalva (com cerca de 100 ha), comparação dos resultados e selecção da solução a pormenorizar.
- Pormenorização da solução e dimensionamento dos colectores, das bacias de retenção e de outras estruturas relevantes, incluindo a análise de solicitações extremas, tais como as resultantes de falhas de órgãos ou de alterações climáticas.

A localização, a concepção e o dimensionamento das bacias de retenção teve em consideração os seguintes critérios e recomendações estabelecidas pela ARH do Tejo, com a qual foram realizadas quatro reuniões ao longo do desenvolvimento do trabalho:

- o estabelecimento de um planeamento apurado de toda a área a urbanizar, com uma solução conducente a uma intervenção única e integrada;
- o enquadramento do estudo num âmbito intermunicipal, com soluções de ordenamento, planeamento e controlo integrado de cheias.
- a integração das bacias de retenção, acessíveis ao público, num corredor verde;
- o dimensionamento das bacias de retenção e das valas a jusante para o período de retorno de 100 anos, considerando 70% de área impermeável, para a situação pós urbanizada, e 40% de área impermeável, para a ocupação actual.

O estudo compreendeu a análise dos benefícios de vários cenários de construção de bacias de retenção, com algumas dispostas em série, conferindo ao trabalho um grau de complexidade não compatível com a utilização de metodologias de cálculo simplificadas. Assim, conforme referido, o estudo hidráulico foi efectuado com recurso à modelação matemática, através da construção de um modelo no programa SWMM, e da simulação do funcionamento do sistema para diferentes cenários de concepção e de solicitação.

O facto da rede de colectores ser dimensionada para precipitações com período de retorno de 5 anos e as bacias de retenção para precipitações com período de retorno de 100 anos aumentou significativamente a complexidade do estudo e do modelo matemático. Este teve de simular não só o escoamento nos colectores como também o escoamento superficial de inundações, ocorridas durante as precipitações com períodos de retorno elevados (T = 100 anos), o qual foi considerado ao longo dos arruamentos.

A necessidade de encaminhar o escoamento superficial de inundações para as bacias de retenção, bem como a conveniência em evitar a acumulação de água em pontos baixos do terreno (com cotas inferiores à da linha de energia do escoamento), levaram a um diálogo regular com os urbanistas, em várias fases do estudo, por forma a avaliar as possibilidades e restrições de alteração da topografia em alguns locais.

3 - METODOLOGIA E CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

3.1 - Metodologia

O diagnóstico do sistema de drenagem actual foi efectuado com base na construção de um modelo do sistema actual de valas e respectivas sub-bacias, no SMMM, e na simulação do seu funcionamento, utilizando diferentes modelos hidrológicos e valores limites, por defeito e por excesso, para as principais variáveis, tais como perdas iniciais, intensidades de infiltração no solo e coeficientes de rugosidade.

A concretização do segundo objectivo compreendeu a realização das seguintes tarefas:

- Estudo de locais para implantação das bacias de retenção, análise das suas potencialidades e limitações e concepção do funcionamento do sistema para configurações alternativas possíveis.
- Para cada cenário, execução do traçado da rede de colectores tão coincidente quanto possível com o andamento do escoamento superficial (incluindo a identificação das possibilidades de remodelação do terreno que promovam a concordância entre a bacia de drenagem da rede enterrada e a bacia de drenagem do escoamento superficial).
- Pré-dimensionamento da rede de colectores, de montante para jusante, para o período de retorno de 5 anos, admitindo escoamento uniforme e permanente e utilizando uma folha de cálculo em Excel.
- Definição da geometria das bacias de retenção, incluindo o estabelecimento das cotas do fundo e dos órgãos de descarga e a determinação da relação entre a altura de água e o volume armazenado.
- Construção do modelo hidrodinâmico em SWMM e pré-dimensionamento dos orifícios de descarga de fundo das bacias de retenção para o período de retorno de 100 anos, incluindo a determinação dos caudais evacuados para jusante.
- Redimensionamento dos colectores a jusante das bacias de retenção, por forma a assegurarem o escoamento em superfície livre dos caudais laminados para o período de retorno de 100 anos.
- Redimensionamento dos orifícios de descarga de fundo, para as novas condições de descarga a jusante.
- Comparação do caudal máximo descarregado na bacia de retenção mais a jusante com o caudal máximo afluente a esse local nas condições de ocupação actual e redimensionamento da geometria das bacias de retenção.
- Repetição do procedimento anterior para cada solução preconizada, comparação dos resultados obtidos e selecção da solução final.

Para a solução seleccionada, procedeu-se à realização das seguintes tarefas:

- Pormenorização da rede de colectores e da localização, altimetria e geometria das bacias de retenção e redimensionamento dos orifícios de descarga de fundo das bacias.
- Dimensionamento dos descarregadores de emergência e estudo das possibilidades de evacuação dos caudais descarregados para colectores alternativos a jusante (por forma a aumentar a capacidade de resposta do sistema, em caso de obstrução do colector).
- Simulação com o SWMM do funcionamento do sistema face à obstrução do orifício de descarga de cada uma das bacias de retenção e eventual redimensionamento dos colectores de jusante ou dos descarregadores de emergência.
- Análise do funcionamento do sistema para outro tipo de solicitações extremas, tais como as decorrentes de alterações climáticas, e redimensionamento de alguns colectores, bacias ou órgãos de descarga.
- Dimensionamento dos dispositivos de entrada nas bacias de retenção e de eventuais dispositivos de dissipação de energia e de retenção de sedimentos.

3.2 - Critérios de dimensionamento dos colectores

O traçado e o pré-dimensionamento dos colectores foram efectuados em conformidade com o estabelecido no Regulamento Geral, considerando o escoamento uniforme e permanente, a lei de resistência de Manning-Strickler, o período de retorno de 5 anos e o coeficiente de escoamento de 0.7.

Os resultados do SWMM têm em consideração as equações completas de Saint-Venant e a lei de resistência de Manning, tanto para os escoamentos com superfície livre como para os escoamentos sob pressão.

3.3 - Critérios de concepção e dimensionamento das bacias de retenção

A concepção e o traçado da geometria das bacias de retenção foram efectuados com base nos seguintes critérios (David e Carvalho, 2010):

- A área máxima contribuinte para uma única bacia de retenção não deve exceder cerca de 30 ha.
- As bacias são preferencialmente escavadas no terreno, aproveitando sempre que possível depressões naturais, evitando-se assim os factores de risco associados à rotura ou galgamento de aterros.
- A inclinação mínima do fundo da bacia é de 1%, por forma a assegurar o esvaziamento completo entre eventos de precipitação. As bacias estão implantadas em locais com alguma permeabilidade do solo, favorecendo o esvaziamento da bacia e a secagem do solo nas depressões. Caso contrário, seria conveniente aumentar a inclinação do fundo para cerca de 5%.
- Consideração de uma depressão em canal que escoe os caudais reduzidos, desde a entrada até à saída da bacia, propiciando o esvaziamento da bacia e a manutenção de

condições secas no fundo. Este canal deve ter uma inclinação mínima de 0.5% e ser revestido com colchão Reno ou outro enrocamento adequado, por forma a resistir à erosão.

- Os taludes das bermas devem ter inclinações mínimas de 1:6 (relação entre a diferença de cotas e o comprimento), nos locais acessíveis ao público, e de 1:2 ou preferencialmente 1:3 nos restantes casos. Os taludes revestidos com vegetação não devem exceder 6 m de altura nem terem inclinação superior a 1:3, sendo recomendável proteger com enrocamento taludes com inclinação superior a 1:3. Os taludes com altura superior a 3 m ou declive superior a 1:2 devem ter em conta a eventual análise de estabilidade geotécnica.
- Sempre que necessário, devem prever-se valetas de crista para evitar a erosão ravinosa dos taludes.
- A altura de água máxima, em relação ao ponto de menor cota da bacia (não ao fundo do canal) não deve exceder 1.80 m, nas bacias acessíveis ao público. Em bacias em que seja fundamental aproveitar a capacidade de armazenamento, admite-se uma altura de água até cerca de 3 m, desde que os acessos aos locais de maior profundidade sejam convenientemente vedados ao público.
- Deve prever-se, junto do órgão de entrada da bacia de retenção, protecção com enrocamento e mesmo estruturas de dissipação de energia no caso de velocidades elevadas. A velocidade pode ser atenuada no sistema a montante, com quedas em caixas de visita, e/ou através de estruturas de degraus na entrada da bacia de retenção.
- É conveniente prever bacias de sedimentação à entrada das bacias de retenção de maior dimensão, com altura de água entre 1.2 e 1.8 m e volume de 26 m^3 por hectare de área impermeável contribuinte, ou, no mínimo, de um décimo do volume da bacia de retenção.
- As estruturas de entrada e de saída de colectores nas bacias de retenção devem ser acessíveis a pessoal técnico, viaturas e equipamentos de manutenção, mas convenientemente protegidas do acesso da população e animais. Num perímetro de alguns metros das estruturas de saída, pode ser conveniente colocar uma série de pilares junto ao solo, que impeçam a passagem de troncos de árvores ou objectos de grandes dimensões, e uma vedação larga que evite a passagem de ramos maiores, cães e, eventualmente, outros animais. As vedações devem ser convenientemente enquadradas em termos paisagísticos.
- Nas bacias acessíveis ao público, devem garantir-se condições para a retirada segura das pessoas durante o enchimento, sendo fundamental assegurar acessos junto aos locais com menor cota do fundo, que corresponderão aos últimos a ficar inundados.

4 - ÁREA DE ESTUDO E INFORMAÇÃO DE BASE

4.1 - Localização e ocupação da bacia e dados de cadastro

A área de estudo compreende a bacia hidrográfica que drena para a vala real de Palmela, a jusante da Penalva. Tem 159 ha, dos quais 128 ha (81%) pertencem ao Concelho do

Barreiro e 31 ha (19%) ao Concelho de Palmela. É limitada a nordeste pelo Concelho da Moita e a sul pelo Concelho de Palmela (CMB, 2008).

A área pertencente ao Concelho de Palmela está urbanizada, enquanto que a do Concelho do Barreiro apresenta uma ocupação rural e semi-urbana, com pequenas quintas e alguns bairros de moradias. A área a urbanizar tem cerca de 100 ha e localiza-se na Penalva, no Concelho do Barreiro.

Conforme referido anteriormente, a ARH do Tejo recomendou a consideração de 70% de área impermeável, para a situação pós urbanizada, e 40% de área impermeável, para a ocupação actual.

Toda a informação relativa ao sistema de drenagem actual e à topografia do terreno actual e pós-urbanização foi obtida pela CMB.

4.2 - Disponibilidade de espaço para as bacias de retenção e condicionalismos locais

Na sequência das primeiras reuniões de trabalho, para análise dos planos de urbanização, das inclinações do terreno e das oportunidades de integração das bacias de retenção, identificaram-se sete possíveis locais para a implantação das bacias. Competiu à CMB fazer o desenho da integração urbanística das bacias e definir a área máxima de terreno ocupada por cada. Um estudo preliminar, baseado na metodologia e no modelo descritos em David e Carvalho (2009), apontou para a necessidade de se dispor de maiores volumes de armazenamento, tendo a CMB proposto a construção de mais uma bacia de retenção a jusante, na área da Reserva Agrícola Nacional (RAN).

O local de implantação das bacias de retenção e as características da área envolvente podem interferir significativamente com aspectos de concepção, de construção e de exploração das bacias de retenção. Durante esta fase de trabalhos, identificaram-se dificuldades relacionadas com a construção e exploração de algumas bacias, que levaram a equacionar desde logo as vantagens e os inconvenientes da sua construção. Três bacias estavam implantadas em locais demasiado inclinados, obrigando a terraplanagens na área envolvente, à construção de taludes bastante inclinados e à vedação das bacias ao público, em duas delas, e à opção por uma estrutura enterrada, para a terceira. Numa fase mais avançada do trabalho, no final da época chuvosa, surgiram outras dificuldades, relacionadas com a incerteza do nível freático no local de uma bacia, que se descrevem em 4.4.

4.3 - Geologia e permeabilidade do solo

A permeabilidade dos solos desempenha um papel fundamental na relação precipitação-escoamento (directamente relacionada com os caudais de ponta a amortecer e com os volumes a armazenar), no dimensionamento das bacias de retenção/infiltração e na definição de potenciais medidas de controlo na origem a promover.

De acordo com a Folha 34D – Lisboa da Carta Geológica de Portugal à escala 1/50 000, na área de estudo ocorrem duas unidades litoestratigráficas: a Formação de Marco Furado

(QMF), pertencente ao Plistocénico; e a Formação de Santa Marta (PSM), pertencente ao Pliocénico.

Foi realizado um estudo da permeabilidade dos solos nestas duas formações, que consistiu na realização de dez ensaios pontuais *in situ* na zona não saturada e no estudo da composição granulométrica das amostras remexidas recolhidas em todos os furos. Os resultados obtidos indicaram que o período de formação dos solos não contribuiu para os diferenciar na sua composição e que não tem influência no coeficiente de permeabilidade. Admitindo que não houve influência do nível freático nos resultados, a gama de valores da permeabilidade do solo com a água à temperatura de 20º C foi de 12 mm/h ≤ k ≤ 131 mm/h, com média e mediana de, respectivamente, 68 e 71 mm/h (Roque, 2009).

4.4 - Nível freático

Procedeu-se à observação da altura de água nos poços acessíveis na área de estudo, tendo-se constatado que estava vários metros abaixo da cota do terreno, nos locais das bacias de retenção.

No entanto, em Fevereiro de 2010, na sequência de uma série de dias chuvosos e de um inverno particularmente chuvoso, observou-se que o nível de água num poço junto a uma bacia de retenção (BR-C) estava próximo da superfície. Dado que a escavação desta bacia poderá provocar a drenagem indesejável de águas subterrâneas e um rebaixamento do nível freático, estudou-se um cenário adicional sem a sua construção. Este assunto terá de ser esclarecido com a realização de um estudo das condições hidrogeológicas do local.

4.5 - Grupo hidrológico dos solos e número de escoamento do método do SCS

De acordo com a classificação do Natural Resources Conservation Service (NRCS, 2007), a entidade que sucedeu o antigo e conhecido Soil Conservation Service (SCS), e considerando que o nível freático mais elevado está a mais de 100 cm de profundidade, as amostras de solos analisadas apresentam a seguinte distribuição pelos grupos hidrológicos do solo do método do SCS: 6 do Grupo A; 3 do Grupo B; e 1 do Grupo C.

A inspecção das alturas de água nos poços efectuada em Fevereiro de 2010 deixou em evidência solos bem drenados e níveis freáticos vários metros abaixo da superfície do terreno na Formação de Santa Marta, reforçando a classificação destes terrenos no Grupo A. No entanto, em alguns locais houve evidências do nível freático poder ser elevado, o que alteraria a classificação do solo naqueles locais do Grupo A para o D.

Actualmente, a bacia da Penalva está maioritariamente ocupada por quintas, moradias com logradouros, pequenas hortas (algumas cultivadas, outras ao abandono), terrenos baldios com vegetação rasteira local ou com o solo a descoberto e, em particular na zona de jusante, por espaços amplos com algumas árvores, mas sem cultivo. Os valores de CN devem estar compreendidos entre 68 e 77 para solos do Grupo A e entre 79 e 86 para solos do Grupo B, a que corresponde um valor médio da ordem de 70 a 80. Os valores de CN para solos eventualmente classificados no Grupo D, devido ao nível freático elevado, estão compreendidos entre 89 e 94.

4.6 - Precipitação

Tal como em diversos estudos de modelação de sistemas de drenagem urbana em Portugal, foi utilizado o hietograma de projecto proposto por Matos (1987) e descrito na **Figura 1**.

Em Brandão *et al*. (2001) não constam curvas IDF para o Barreiro nem para o posto mais próximo da rede udográfica do INAG (Setúbal). Verificou-se que, para o período de retorno de 100 anos e para durações inferiores a 60 minutos, a curva IDF da Região A definida por Matos e Silva (1986) ajusta-se bem e é conservativa relativamente às curvas de três postos vizinhos, pelo que as bacias de retenção foram dimensionadas com base nessa curva IDF.

5 - DETERMINAÇÃO DOS CAUDAIS DE REFERÊNCIA PARA A SITUAÇÃO ACTUAL

O estudo dos caudais gerados na bacia para a ocupação actual foi efectuado considerando uma percentagem de área impermeável de 40%. O SWMM modela a fracção impermeável de cada bacia de drenagem considerando apenas uma perda hidrológica fixa (intercepção e retenção superficial). A fracção permeável é modelada por uma perda fixa e por uma perda contínua, a qual pode ser calculada por um dos seguintes três métodos: Horton, Green-Ampt, ou SCS.

Neste estudo, procedeu-se à avaliação dos caudais gerados através de dois métodos: o do SCS; e o de Horton, considerando valores constantes para a intensidade de infiltração (que corresponderá às condições de saturação). Na **Figura 2** apresentam-se os hidrogramas para o período de retorno de 100 anos obtidos por diferentes métodos na vala da Penalva, no local da “Barra Cheia”, onde se prevê construir a bacia de retenção mais a jusante (bacia BR-H). Os resultados apresentados dizem respeito à aplicação dos três seguintes métodos:

- método do SCS, para CN = 80;
- consideração de intensidades de infiltração constantes de K = 20 mm/h, K = 30 mm/h e K = 40 mm/h;
- consideração de uma intensidade de infiltração muito elevada (K = 200 mm/h, superior à intensidade de precipitação), que corresponde a admitir que as áreas permeáveis não contribuem para o escoamento.

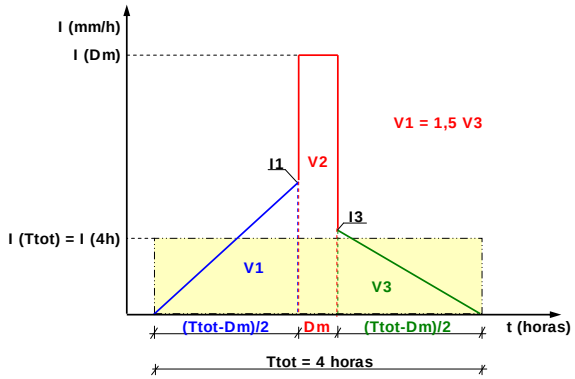


Figura 1. Hietograma de projecto de Matos (1987)

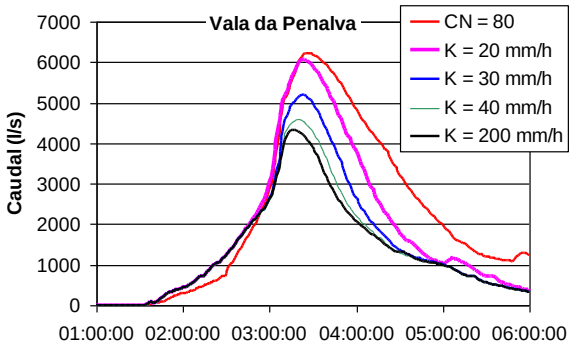


Figura 2. Caudais obtidos por diferentes métodos e parâmetros, para as condições actuais

Da análise da **Figura 2** observa-se que os caudais de ponta gerados pelo método do SCS, para CN = 80, correspondem aproximadamente aos obtidos pelo método de Horton para uma taxa de infiltração constante de 20 mm/h. Tendo em consideração que os ensaios de infiltração realizados no local revelaram taxas da infiltração no solo saturado bastante superiores a 20 mm/h (com média e mediana de 70 mm/h), os resultados apresentados na **Figura 2** sugerem que a aplicação do método do SCS no SWMM fornece resultados relativamente conservativos.

No entanto, os hidrogramas obtidos admitindo uma taxa de infiltração constante superior a 40 mm/h são praticamente iguais aos gerados para uma taxa de infiltração muito elevada, correspondente à situação extrema das áreas permeáveis não contribuírem para o escoamento. Esta constatação sugere que a aplicação do método de Horton pode fornecer caudais inferiores aos esperados.

Foram também efectuadas análises de sensibilidade à variação de outros parâmetros, designadamente das perdas por intercepção nas fracções permeável e impermeável, da inclinação do terreno, e dos coeficientes de Manning no escoamento superficial e nas valas, os quais revelaram uma influência pouco significativa nos caudais de ponta.

Concluiu-se que, para as condições actuais de drenagem e o período de retorno de 100 anos, o caudal afluente à vala da Penalva está compreendido entre 4.5 m^3/s e 6.0 m^3/s. O modelo matemático confirmou a ocorrência de inundações nos pontos baixos do Concelho de Palmela, tendo-se decidido fazer o desvio da drenagem de uma área de 20 ha para a Vala da Penalva, por forma a reduzir as inundações. Caso esse desvio já existisse actualmente, o caudal afluente à vala da Penalva estaria entre 6.5 m^3/s e 9.0 m^3/s.

A jusante da vala da Penalva e a montante da entrega na vala real de Palmela, o sistema ainda recebe contribuições da rede de drenagem de Palmela e apresenta outros problemas, cuja descrição está fora do âmbito do presente artigo.

6 - ESTUDO DE SOLUÇÕES ALTERNATIVAS

Identificaram-se três cenários alternativos de funcionamento do sistema após a urbanização: um que compreende a construção das oito bacias de retenção, com várias bacias dispostas em série, e dois cenários que passam pela construção de apenas cinco bacias de retenção, com diferenças na ligação do escoamento entre elas.

O pré-dimensionamento das bacias de retenção foi efectuado de acordo com a metodologia descrita. Os resultados mostraram que o caudal descarregado pela bacia localizada a jusante (BR-H) é próximo de 5 m^3/s para o cenário com oito bacias de retenção e é superior em 0.8 m^3/s para os outros dois cenários, concluindo-se que qualquer um dos três cenários assegura a laminagem do escoamento a jusante da área intervencionada para valores de caudal inferiores aos da ocupação actual.

As soluções que prevêem apenas cinco bacias de retenção são preferíveis relativamente à que dispõe das oito bacias, por dispensarem a construção de bacias de retenção que, devido à sua localização, são de mais difícil construção e exploração. Entre as duas soluções com apenas cinco bacias de retenção, optou-se pela que apresentava menos bacias dispostas em série, por conduzir a menores riscos de segurança associados à ocorrência de uma cheia excepcional ou a uma eventual falha do funcionamento dos órgãos de descarga das bacias de retenção.

7 - PORMENORIZAÇÃO DA PROPOSTA DE SOLUÇÃO FINAL

7.1 - Considerações gerais de dimensionamento

O dimensionamento final das bacias de retenção e do sistema de colectores foi pormenorizado para o cenário seleccionado seguindo a metodologia descrita anteriormente.

As bacias de retenção foram dimensionadas para o hietograma de projecto com duração da ponta de 20 minutos, por ser a duração que exige maiores volumes de armazenamento.

No cálculo da relação precipitação-escoamento superficial, consideraram-se os seguintes parâmetros de referência: CN = 80, ou permeabilidade de 20 mm/h, perdas iniciais de 1.5 mm nas áreas impermeáveis e de 5 mm nas permeáveis, e coeficientes de Manning N = 0.017 $m^{-1/3}s$ (Ks = 59 $m^{1/3}s^{-1}$) para as áreas impermeáveis e N = 0.070 $m^{-1/3}s$ (Ks = 14 $m^{1/3}s^{-1}$) para as permeáveis.

Quando ocorre extravasamento nos colectores, o escoamento superficial foi simulado admitindo que se dá ao longo dos arruamentos, os quais foram representados por canais rectangulares com largura constante de 6.0 m e coeficiente de Manning-Strickler de 40 $m^{1/3}s^{-1}$ (inclui perdas de carga singulares). A altura de água nos arruamentos não excedeu 0.20 m, atingindo 0.30 m em trechos pontuais, considerando-se que os caudais estimados pelo modelo têm um razoável grau de aproximação.

A **Figura 3** representa o traçado da rede de colectores e a localização das bacias de retenção. A **Figura 4** apresenta a delimitação e as áreas das principais bacias de drenagem do sistema. O **Quadro 1** sintetiza as principais características das bacias de retenção e dos órgãos de descarga consideradas nas simulações finais. As alturas máximas de água à cota de descarga e de galgamento estão referidas à cota de jusante do fundo da bacia (a

menor cota do fundo da bacia), mas acima do canal para encaminhamento de caudais reduzidos. O canal no fundo bem como a base do orifício de descarga foram implantados 1.0 m abaixo do fundo da bacia (excepto na bacia BR-C, em que o canal tem apenas 0.60 m de altura).

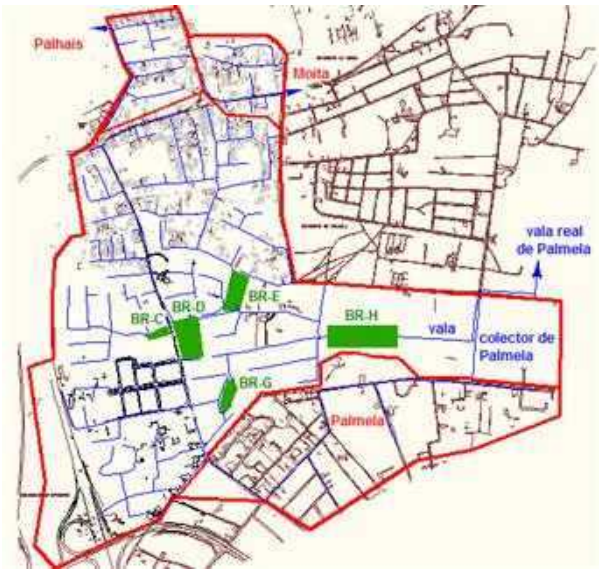


Figura 3. Localização das bacias de retenção

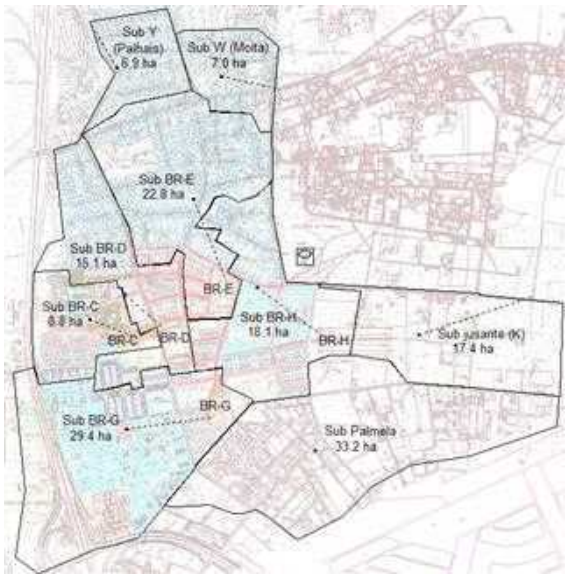


Figura 4. Delimitação e áreas das principais bacias de drenagem do sistema

Quadro 1. Características das bacias de retenção

Bacia de retenção	Área superficial (Asup) (m^2)	Diâmetro do orifício (m)	Altura máxima à cota de descarga (Hdesc) (m)	Altura máxima à cota de galgamento (Hmax) (m)	Largura do descarregador de emergência (m)	Volume à cota de descarga (Vdesc) (m^3)
BR-C	1706	0.550	1.80	2.20	4.5	1243
BR-D	9944	0.550	1.80	2.50	9.0	7433
BR-E	6629	0.780	1.80	2.20	10.5	3907
BR-G	3383	0.780	2.60	3.30	12.0	5743
BR-H	14869*	1.500	2.00	2.50	21.0	10959*

(n.a.) bacia não acessível ao público

* área superficial e volume da BR-H, incluindo o volume da bacia de sedimentação

O órgão de saída das bacias de retenção é constituído por um orifício vertical, com o ponto inferior à cota do canal para drenagem de caudais reduzidos. O colector a jusante do orifício parte 0.1 m abaixo da cota deste e está dimensionado para escoar em superfície livre o caudal descarregado pelo orifício. Os orifícios de descarga foram dimensionados utilizando um coeficiente de vazão de 0.65 (contorno em aresta fina e contracção incompleta junto ao fundo), mas também se fez a avaliação do funcionamento do sistema considerando coeficientes de vazão de 0.75.

Os descarregadores de emergência de cada bacia de retenção foram pré-dimensionados com base no valor do caudal afluente à bacia para o período de retorno de 100 anos, dado que, no caso de uma chuvada excepcional, a entrada em carga e a consequente elevação da linha de energia no colector a jusante pode levar a uma redução significativa da descarga pelo orifício do fundo. Admitiram-se descarregadores com soleira delgada e horizontal, com coeficiente de vazão de 0.40.

Para cada bacia de retenção, procurou-se estudar ligações do descarregador de emergência a colectores diferentes daquele a que está ligado o orifício da descarga de fundo, por forma a aumentar a capacidade de resposta do sistema, no caso de obstrução desse colector. No entanto, dado que o descarregador de emergência deve estar ligado a colectores de arruamentos com cota inferior, por forma a não promover a entrada de caudais indesejáveis, apenas para a bacia BR-D foi possível arranjar uma hipótese de ligação a um sub-sistema alternativo, designadamente a uma caixa de visita localizada a jusante da bacia BR-G, em vez de a uma caixa de visita localizada a jusante da bacia BR-E.

À entrada da bacia de retenção localizada mais a jusante (BR-H "Barra Cheia") previu-se a construção de uma bacia de sedimentação com cerca de 1200 m^3 e altura de água da ordem de 1.2 m, para reduzir o assoreamento nas valas e no aqueduto a jusante. A bacia de sedimentação foi dimensionada para um volume de 26 m^3 por hectare de área impermeável contribuinte e admitindo uma percentagem de área impermeável de 50% nos 92 ha da bacia de drenagem a montante.

Dado que a bacia de sedimentação poderá estar cheia durante a ocorrência de chuvadas intensas, as simulações com o SWMM foram efectuadas considerando valores da relação entre o volume e a altura de armazenamento nesta bacia de apenas 80% dos calculados inicialmente. No entanto, fez-se a análise do efeito do restante 20% do volume estar disponível para amortecimento dos caudais.

7.2 - Resultados das simulações para chuvadas com período de retorno de 100 anos

O dimensionamento dos orifícios das bacias de retenção foi efectuado admitindo coeficientes de vazão de 0.65, volume de BR-H de 80% do calculado (i.e., sem incluir o volume da bacia de sedimentação) e chuvada com uma duração da ponta de 20 minutos. Os resultados da simulação para este caso revelam que o caudal máximo descarregado pela bacia BR-H é de 5.6 m^3/s.

No caso da totalidade do volume da bacia BR-H estar disponível para amortecer o caudal (incluindo o volume da bacia de sedimentação), a altura de água na bacia BR-H atinge 1.9 m (fica 10 cm abaixo da cota de descarga) e o caudal descarregado é de 5.4 m^3/s, valor inferior em apenas 0.2 m^3/s (4%) ao da condição de dimensionamento.

Se os orifícios descarregarem com um coeficiente de 0.75, a altura de água atinge cotas menos elevadas nas bacias de montante, mas na bacia BR-H mantêm-se praticamente a atingir os 2.0 m. O caudal máximo descarregado em BR-H aumenta para 6.2 m^3/s.

A duração da intensidade máxima do hietograma (para durações de 10, 15, 20 e 30 minutos) leva a alguma alteração dos caudais máximos afluentes às bacias de retenção, em particular nas três bacias de cabeceira (BR-C, BR-E e B-G), mas praticamente não altera os

valores máximos das alturas de água e dos caudais descarregados pelas bacias de retenção.

Uma condutividade hidráulica média do solo de 30 mm/h (ou um valor de CN = 70 no método do SCS), em vez dos 20 mm/h (ou CN = 80) do cenário de dimensionamento, levaria a menores alturas de água nas bacias de retenção, mas ainda à descarga de 5.4 m^3/s na bacia BR-H.

Conclui-se que o caudal máximo evacuado pela bacia de retenção BR-H deverá estar compreendido entre 5.4 m^3/s e 6.2 m^3/s. O valor médio é próximo do máximo esperado para as condições actuais de ocupação e drenagem da Penalva (estimado entre 4.5 m^3/s e 6.0 m^3/s). É igualmente próximo do mínimo esperado para o caso de, com a ocupação actual, já existisse o desvio da drenagem de uma área de 20 ha para a Vala da Penalva, efectuado para reduzir as inundações nos pontos baixos do Concelho de Palmela (estimado entre 6.5 m^3/s e 9.0 m^3/s).

Na **Figura 5** apresenta-se um gráfico com a evolução da altura de água nas cinco bacias de retenção. A título de exemplo, a **Figura 6** ilustra os hidrogramas afluente e efluente da bacia BR-D. Observe-se que o instante em que o hidrograma efluente intercepta o hidrograma afluente corresponde ao de máximo armazenamento na bacia de retenção.

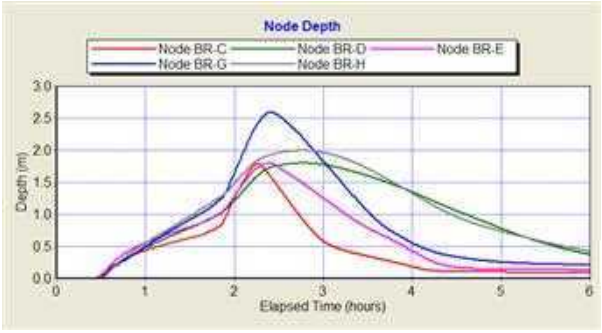


Figura 5. Alturas de água nas cinco bacias de retenção, para o período de retorno de 100 anos

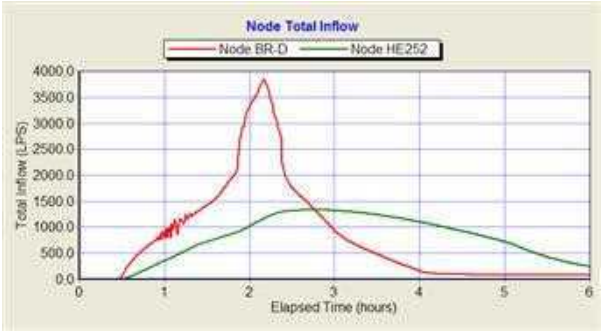


Figura 6. Hidrogramas afluente e efluente na bacia de retenção BR-D, para o período de retorno de 100 anos

7.3 - Resultados das simulações para cenários extremos - falha do funcionamento de bacias de retenção ou precipitação excepcional

Conforme indicado anteriormente, efectuaram-se simulações para avaliar o comportamento do sistema face à obstrução do orifício de descarga de cada uma das bacias de retenção e também face à ocorrência de uma precipitação 20% superior à de projecto.

Os resultados obtidos mostraram que, no caso de falha de uma única bacia de retenção, praticamente não há extravasamentos no sistema de colectores a jusante das bacias de retenção, apesar da linha de energia poder ficar próxima da cota do terreno em alguns casos, conforme ilustrado na **Figura 7**. No que respeita à comparação dos resultados para as duas diferentes localizações do descarregador de emergência da bacia BR-D, nenhuma das soluções se revelou claramente vantajosa face à outra, concluindo-se que a solução

mais conveniente poderá consistir na repartição dos caudais para os dois colectores com possibilidade de ligação a jusante. Os resultados das simulações para a chuvada 20% superior à de dimensionamento revelaram que os colectores a jusante das bacias de retenção entraram em carga, não chegando contudo a extravasar.

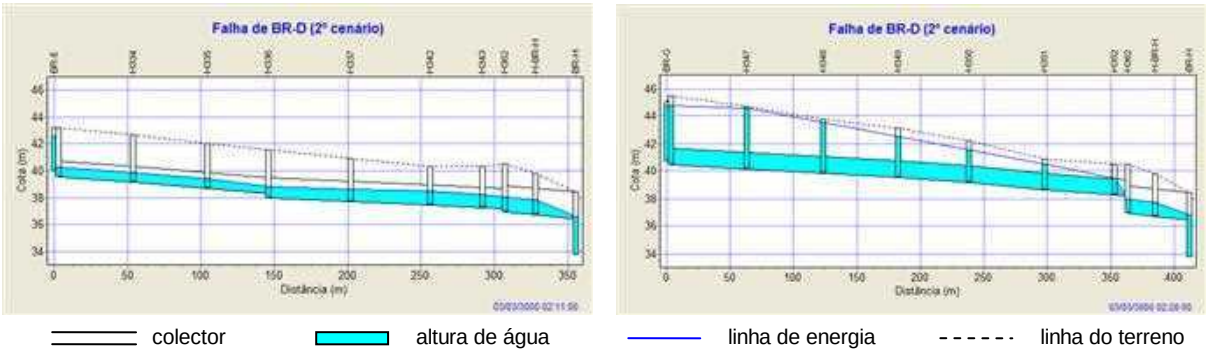


Figura 7. Alturas de água atingidas nos colectores a jusante da bacia BR-E e da bacia BR-G, para um dos cenários de ligação do descarregador de emergência da bacia BR-D

8 - CONCLUSÕES

O facto da rede de colectores ser dimensionada para precipitações com período de retorno de 5 anos e as bacias de retenção para precipitações com período de retorno de 100 anos aumentou significativamente a complexidade do estudo e do modelo matemático. Este teve de simular não só o escoamento nos colectores como também o escoamento superficial de inundações, ocorridas durante as precipitações com períodos de retorno elevados (T = 100 anos).

O traçado em planta da rede de colectores foi efectuado por forma a acompanhar, tanto quanto possível, a rede de drenagem do escoamento superficial. Próximo das bacias de retenção, a captura do escoamento superficial de inundação foi reforçada para o período de retorno de 100 anos, através da ligação de conjuntos de sarjeta e sumidouro e de caleiras gradeadas a toda a largura das vias. A necessidade de desviar o escoamento superficial para as bacias de retenção, bem como a conveniência em evitar a acumulação de água em pontos baixos do terreno (com cotas inferiores à da linha de energia do escoamento), conduziram a um diálogo regular com os urbanistas, em várias fases do estudo, por forma a avaliar as possibilidades e restrições de alteração da topografia em alguns locais.

Das oito bacias de retenção inicialmente consideradas para análise de viabilidade e interesse de construção, foram seleccionadas apenas cinco para a solução final. As bacias de retenção estão implementadas em locais com alguma permeabilidade do solo e com níveis freáticos a vários metros de profundidade, sendo contudo recomendável efectuar um estudo das condições hidrogeológicas no local da bacia de retenção BR-C.

De acordo com os resultados das simulações e tendo em consideração a incerteza das principais variáveis e condições de dimensionamento, o caudal máximo evacuado pela bacia de retenção de jusante, a bacia BR-H “Barra Cheia”, está compreendido entre 5.4 m^3/s e 6.2 m^3/s, para o período de retorno de 100 anos. Esta gama de caudais cai

dentro da gama estimada para as condições actuais de ocupação da Penalva, para o mesmo período de retorno, e é inferior à estimada para o sistema urbanizado sem bacias de retenção, para o período de retorno de 5 anos.

O modelo também foi utilizado para dimensionar os descarregadores de emergência e avaliar o comportamento do sistema face à ocorrência de cenários extremos, tais como a obstrução do orifício de descarga de cada uma das bacias de retenção ou a ocorrência de uma precipitação 20% superior à de projecto. Os resultados mostraram que praticamente não há extravasamentos nos colectores a jusante das bacias de retenção, apesar da linha de energia ficar próxima da cota do terreno em alguns casos. Assim, o sistema dispõe de alguma capacidade de encaixe adicional, para fazer frente a situações de obstrução dos colectores ou de aumento das precipitações devido a alterações climáticas.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se à Fundação para a Ciência e Tecnologia, pelo apoio no desenvolvimento do Projecto PTDC/ECM/66484/2006, cuja investigação serviu de base a este estudo.

REFERÊNCIAS

Brandão C., Rodrigues R., Costa J. P. (2001). Análise de Fenómenos Extremos. Precipitações Intensas em Portugal Continental. Direcção dos Serviços de Recursos Hídricos. http://snirh.inag.pt/snirh/download/relatorios/relatorio_prec_intensa.pdf.

Carvalho R. F., David L. M. (2010). Relatório de diagnóstico da situação actual do sistema de drenagem pluvial da Penalva. ACIV – Associação para o Desenvolvimento da Engenharia Civil. Departamento de Engenharia Civil – Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Câmara Municipal do Barreiro (2008). Modelo de Simulação do Sistema de Drenagem Pluvial Existente na Zona da Penalva, Departamento de Águas e Saneamento (DAS) da Divisão de Projectos e Obras (DPO) da Câmara Municipal do Barreiro (CMB).

David L. M., Carvalho R.F. (2009). Dimensionamento de estruturas de retenção para controlo de cheias. Águas & Resíduos III(10), 40-51.

David L. M., Carvalho R.F. (2010). Estudo das bacias de retenção do sistema de drenagem da Penalva. Relatório 131/2010-NES, LNEC, Lisboa.

Lencastre A., Franco F. M. (1992). Lições de Hidrologia. 2ª edição revista. Universidade Nova de Lisboa, pp. 44 67.

Matos R. S., Silva M. (1986). Estudos de precipitação com aplicação no projecto de sistemas de drenagem pluviais. Curvas de Intensidade-Duração-Frequência da Precipitação em Portugal. Lisboa, ITH 24. LNEC.

Natural Resources Conservation Service (1986). Technical Release 55 (TR-55) Urban hydrology for small watersheds. Revision of Soil Conservation Service TR-55, U. S. Department of Agriculture.

Natural Resources Conservation Service (2007). National Engineering Handbook, Part 630 Hydrology, Chapter 7 Hydrologic Soil Groups. New NRCS Directive No. 210-VI-NEH-4, Chapter 7, ver. Amended and reprinted, 05/15/2007. U. S. Department of Agriculture.

Regulamento Geral de Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais. Dec. Reg. n.º 23/95 de 23 de Agosto.

Roque A. J. (2009). Estudo da permeabilidade dos solos em Penalva (Barreiro) através de ensaios pontuais in situ na zona não saturada. Rel. 260/2009-NGEA, LNEC, Lisboa.

CONTROLO OPERACIONAL DE PERDAS DE ÁGUA

João FELICIANO[1]; Rita ALMEIDA[2]; Ana SANTOS[3]; Alice GANHÃO[4]; Daniela LOURENÇO[5]; Ana FERREIRA[6]; Joaquim BELEZA ([7]);

RESUMO

Apresenta-se o Programa de Controlo Operacional de Perdas, desenvolvido e coordenado pela AGS (Administração e Gestão de Sistemas de Salubridade, S.A.) e a decorrer nas suas empresas participadas.

O Programa foi criado com o intuído de apoiar as empresas participadas da AGS e de promover uma metodologia comum que contribua para a melhoria da gestão operacional dos sistemas, no que diz respeito ao controlo dos volumes de água não facturada, nomeadamente na sua componente de perdas reais. O projecto tem igualmente o objectivo de proporcionar às Entidades Gestoras novas ferramentas e metodologias que suportem as actividades de operação e manutenção e que contribuam para uma gestão eficaz e sustentada dos sistemas de abastecimento, garantindo, no entanto, uniformidade técnica em termos de Grupo.

É descrita a metodologia seguida pela AGS na implementação do Programa de Controlo Operacional de Perdas apresentando-se as ferramentas desenvolvidas para este âmbito nas duas vertentes do projecto, controlo de caudais e redução de perdas reais. Apresentam-se também alguns resultados directos e indirectos alcançados com o desenvolvimento do Programa e com a implementação da metodologia.

Palavras-chave: controlo de perdas, eficiência, abastecimento, desenvolvimento, ferramentas.

---

[1] - Engenheiro Civil, MBA (EGP-UPBS), Director da Direcção Comercial e de Engenharia de Apoio da AGS
[2] - Engenheira do Ambiente, coordenadora dos projectos da Direcção Comercial e de Engenharia de Apoio da AGS
[3] - Engenheira Civil, coordenadora de projectos da Direcção Comercial e de Engenharia de Apoio da AGS.
[4] - Engenheira Civil, coordenadora de projecto da Direcção Comercial e de Engenharia de Apoio da AGS.
[5] - Engenheira Civil, engenheira da Direcção Comercial e de Engenharia de Apoio da AGS
[6] - Engenheira do Ambiente, engenheira da Direcção Comercial e de Engenharia de Apoio da AGS
[2] MSc. Engenharia Ambiente, coordenador de projecto da Direcção Comercial e de Engenharia de Apoio da AGS.

AGS, SintraCascais Escritórios, Rua da Tapada da Quinta de Cima, 2714-555 Sintra; ags@ags.pt; Tel. 219104563; Fax 219104016.

1. ENQUADRAMENTO

O controlo da água não facturada, em todas as suas componentes, tem sido, nos últimos anos, uma das maiores preocupações das Entidades Gestoras (EG), sob vários aspectos: económico, técnico, ambiental e social. A crescente consciencialização para a racionalização dos recursos, aliada à necessidade de garantir níveis de serviço cada vez mais elevados tem contribuído para uma nova abordagem à gestão operacional e estratégica das EG, nomeadamente no que diz respeito ao controlo da água não facturada.

As metodologias adoptadas para o controlo dos níveis de água não facturada incidem, normalmente, numa perspectiva de "projecto isolado", não existindo ligação entre os projectos de "perdas" e outras áreas da empresa. As estratégicas para o controlo dos volumes de água não facturada devem ter uma perspectiva transversal em qualquer organização, pois tanto a nível da informação necessária como a nível de resultados o sucesso das iniciativas irá depender de um envolvimento global.

As "perdas de água" são habitualmente sinónimo de desperdício, sendo assim consideradas como uma das principais fontes de ineficiência das EG. É também usual considerar que é igualmente nesta área que se conseguem "ganhos extraordinários", pois numa primeira fase é relativamente simples atingir níveis de redução de perdas com significado e com investimentos associados relativamente modestos. É, no entanto, importante salientar que existe na AGS a consciência que a dificuldade em qualquer projecto de redução dos volumes de água não facturada está em sustentar os níveis que se definem como "níveis objectivo de perdas", assim como, os prazos e investimento necessários para a sua obtenção/manutenção. É fundamental, por esta razão encarar este tipo de projectos como sendo projectos de longo prazo e de envolvimento transversal no seio de cada uma das organizações.

As Entidades Gestoras, para conseguirem atingir os seus objectivos de gestão, têm necessidade de procurar um elevado grau de eficiência e de eficácia. A AGS, nas suas empresas participadas, tem desenvolvido esforços, no sentido de alcançar melhorias a vários níveis: desde melhorias de eficiência, a melhorias da qualidade de serviço e da qualidade da água fornecida aos clientes. As perdas de água figuram em todos estes níveis e como tal, têm sido uma das suas áreas prioritárias de intervenção.

O Programa de redução de perdas está em curso na AGS e tem por objectivo apoiar as empresas participadas na definição da estratégia para o controlo de perdas de água. Em termos técnicos, o controlo de perdas reais é mais complexo que o controlo das perdas aparentes e por este motivo tem sido bastante estudado na AGS. A metodologia definida para cada uma das empresas inclui o controlo operacional de perdas que constitui um dos módulos da estratégia de redução da água não facturada.

O Controlo Operacional de Perdas tem por principal objectivo, explícito, a redução do volume de água não facturada, no entanto, tem igualmente alguns objectivos implícitos, que não são facilmente atingidos a nível operacional. Este Programa aposta na detecção sistemática de fugas, que permite uma recuperação directa dos caudais, e numa vertente de engenharia especializada. Esta última vertente baseia-se numa análise de caudais, de consumos de clientes, cálculo de indicadores, construção de base de dados e análise crítica dos resultados.

2. PERDAS DE ÁGUA

As perdas de água existem em todos os sistemas de distribuição variando apenas o volume perdido por sistema. O nível de perdas encontra-se, assim, fortemente condicionado pelas características da rede e de outros factores locais, pela experiência da Entidade Gestora e pelo nível de tecnologia e de conhecimento disponível para o controlo de perdas. As componentes de perdas variam muito de entidade para entidade atendendo às assimetrias encontradas em cada organização. Uma das estratégias consiste em perceber exactamente o significado de cada uma das variáveis, medir e estimar aquilo que for possível e só depois definir prioridades e planos de acção.

As perdas de água correspondem a água que não é facturada nem utilizada para usos autorizados, mas que é captada, tratada e transportada em infra-estruturas, com custos significativos de operação e manutenção. As perdas de água são constituídas por duas parcelas:

- Perdas reais – correspondem às perdas físicas até ao contador do cliente.
- Perdas aparentes – que contabilizam todos os tipos de imprecisões associadas às medições da água produzida e água consumida, e ainda o consumo não autorizado (por furto ou uso ilícito).

De acordo com o IWA as componentes das perdas constantes no balanço hídrico são as que se apresentam na Figura 1.

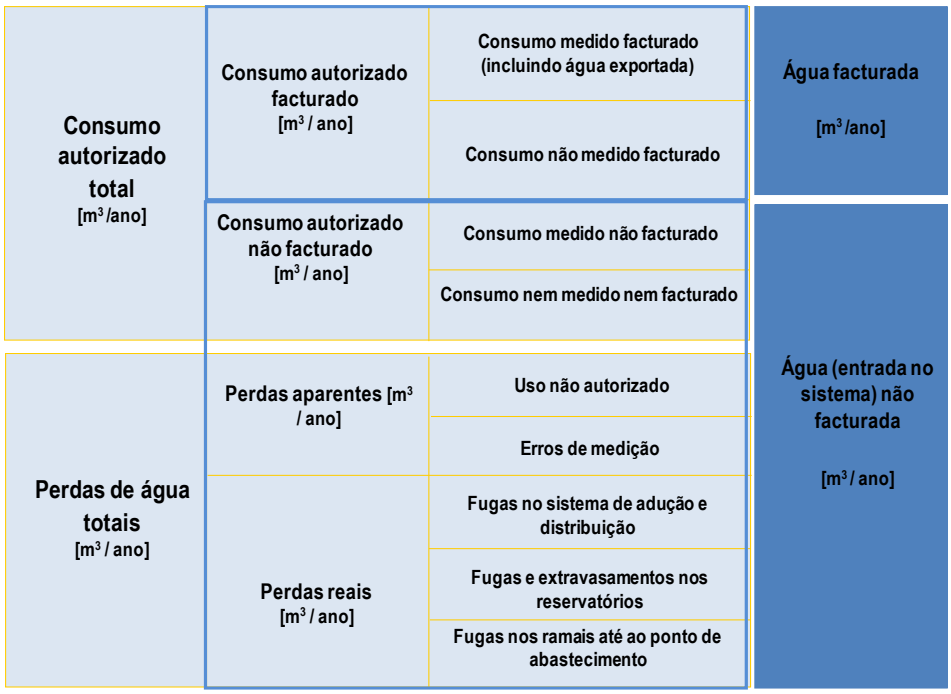


Figura 1. Balanço hídrico de um sistema.

Como se pode ver pela Figura 1, as perdas reais compreendem as fugas em condutas, em reservatórios e em ramais. Nos sistemas de abastecimento de água, existem uma série de factores que condicionam a gestão das perdas reais de água e que devem ser cuidadosamente identificados no controlo activo das perdas. Os possíveis factores que influenciam as perdas listam-se de seguida:

- o estado das condutas;
- intervenções directas na rede;
- intervenções junto à rede (intervenções da Câmara, da EDP, entre outras);
- a pressão de serviço média;
- a densidade dos ramais;
- instalação deficiente;
- localização do medidor domiciliário no ramal;
- tipo de solo e as condições do terreno;
- percentagem de tempo em que o sistema está pressurizado.

As perdas reais podem tomar grandes proporções e podem existir durante meses ou anos sem que sejam detectadas. Na Figura 2 exemplificam-se dois tipos de roturas num sistema de distribuição. O volume de água perdida depende assim das características da rede de distribuição e da metodologia praticada pela Entidade Gestora em termos de detecção e reparação de fugas, nos seguintes aspectos:

- pressão da rede de distribuição;
- a frequência e tipo de caudal das novas roturas;
- as proporções das novas roturas que são conhecidas;
- o tempo de comunicação da rotura;
- a localização da rotura;
- o tempo de reparação da rotura;
- o nível de fugas não detectáveis.



Figura 2. Exemplo de uma fuga num ramal e de rotura numa adutora (foto da direita).

O Programa de Controlo Operacional de Perdas em desenvolvimento nas empresas participadas AGS, focou-se, numa primeira fase, na parcela de perdas reais. Com o objectivo de se melhorar a eficiência da gestão da exploração decidiu-se aplicar algumas das tecnologias de controlo e detecção, tendo como base a metodologia indicada no capítulo seguinte. A fase seguinte do Programa prosseguirá com a intervenção ao nível das restantes parcelas das Perdas Balanço Hídrico esquematizado na Figura 1.

3. CONTROLO OPERACIONAL DE PERDAS DE ÁGUA

3.1. Aspectos gerais

O Programa de Controlo Operacional de Perdas tem por objectivo principal reduzir as perdas reais de uma forma sistematizada. O projecto, desenvolvido e coordenado pela AGS

é composto por duas vertentes uma vertente puramente operacional, que engloba a detecção de fugas e uma vertente analítica que abrange o controlo de caudais e a análise de indicadores de produtividade. A coordenação das duas actividades é por vezes dificultada pela elevada quantidade de informação que é gerada, e também pela própria diversidade da mesma. Atendendo a que o sucesso do controlo operacional de perdas está fortemente relacionado com a capacidade de interpretar os dados disponíveis sobre os sistemas e assim planear, do ponto de vista táctico, as campanhas a realizar, é fundamental a existência de ferramentas que suportem estas actividades.

Na primeira fase do projecto foram identificadas as ferramentas de apoio e desenvolvidas aplicações informáticas para cada uma das áreas de intervenção, caracterização dos sistemas, análise de caudais e detecção de fugas. Foi desenvolvida uma aplicação informática que possibilita uma análise apurada dos dados provenientes da telegestão e a execução de relatórios semanais que incluem a análise de séries temporais longas e a adição sistematizada de padrões de Inverno e de Verão. Foram também estudados vários indicadores de produtividade para a colocação de equipamentos, dos quais se destacam as perdas específicas por dia e por extensão de tubagem [m^3/(dia.km)]. Por fim, foi desenvolvida a Matriz de Intervenções que incorpora a acumulação de um vasto histórico de intervenções com equipamentos na rede de distribuição, permitindo adicionalmente a visualização temporal das operações na rede.

3.2. Ferramentas de apoio

3.2.1 Balanço Hídrico

No âmbito do projecto de implementação do SIG, foi desenvolvido um módulo de cálculo do Balanço Hídrico, com o objectivo de suportar as actividades realizadas no âmbito do Programa, com interligação entre bases de dados distintas que agregam informação essencial para a gestão operacional dos sistemas e que contêm os dados necessários para a realização do Balanço Hídrico ao nível do sistema e subsistema. A interface foi desenvolvida no SIG e acede a três bases de dados externas para além da informação geográfica constante no SIG: ao Sistema de Gestão de Clientes, ao Sistema de Gestão de Ordens de Serviço e ao Sistema de Telegestão. A aplicação permite a análise dos dados em função das Zonas de Medição e Controlo (ZMC) ou de uma área definida pelo utilizador, e em função destas, são analisadas as localizações das intervenções que incluem consumos de água (p.e. roturas), a extracção dos consumos de clientes (Água Facturada) e a medição de caudais (Água Entrada). A Figura 3 exemplifica o módulo de cálculo existente no SIG.

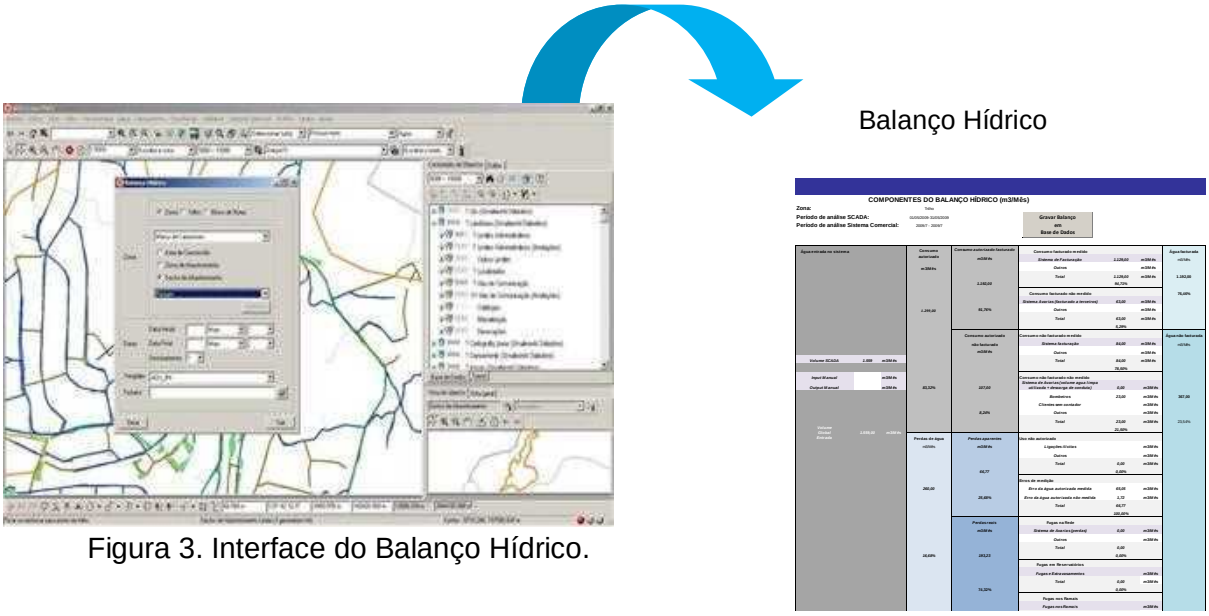


Figura 3. Interface do Balanço Hídrico.

3.2.2 Análise de consumos

A informação proveniente da telegestão gera uma elevada quantidade de dados de caudal que é fundamental no acompanhamento do controlo operacional de perdas. No entanto, quando se iniciou o Programa, os instrumentos disponíveis não permitiam executar com celeridade um relatório de análise de caudais, pois o processo de exportação, tratamento e análise de dados de caudais é complexo. Assim, com o intuito de automatizar e acelerar o processo, foi desenvolvida a ferramenta de tratamento de dados de consumo. Na sua concepção, optou-se por integrar dois instrumentos externos – a funcionalidade de produção de relatórios integrada na plataforma de telegestão (‘Open Relat’) e a folha de tratamento de dados de caudais do LNEC (TradebXL 4.0). Esquematicamente apresenta-se o princípio de funcionamento da ferramenta na Figura 4.

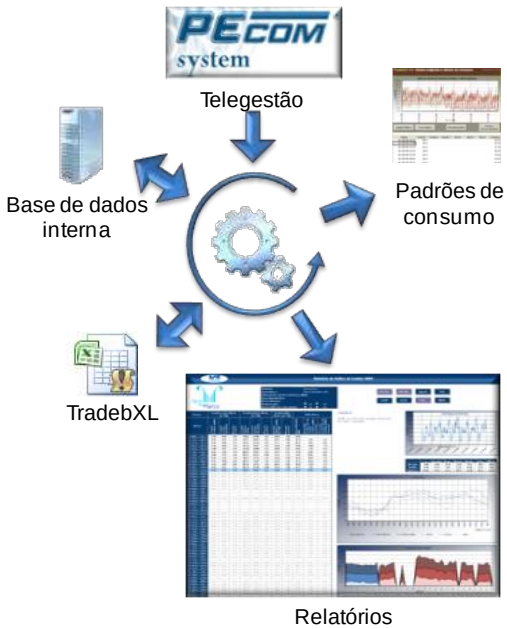


Figura 4. Ferramenta de tratamento de caudais.

O relatório semanal foi criado para fornecer uma nova visão da análise dos caudais nos sistemas de abastecimento, no que respeita ao controlo de perdas de água. A qualidade dos dados condiciona, como é evidente, esta análise e também os trabalhos precedentes. Desta forma, os relatórios constituem um repositório de informação recolhida num determinado sistema, em períodos alargados, que podem chegar a um ano, possibilitam não só uma análise do comportamento dos sistemas a curto prazo mas, primordialmente, da análise do comportamento do sistema a médio e longo prazo, tarefa que não é facilmente efectuada através da análise directa de dados. É ilustrado na Figura 5 o exemplo de um relatório semanal no qual se identificam os principais campos que o compõem. Na sua estrutura, este relatório inclui:

- descrição do sistema estudado;
- registo dos caudais semanais e indicadores da evolução semanal;
- série temporal dos caudais;
- síntese de caudais diários médios;
- gráfico dinâmico para análise dos consumos diários ao longo da semana;
- gráfico com a envolvente de caudais ao longo do ano.

A informação disponibilizada no relatório permite avaliar a série temporal de consumos diariamente, além disso permite a visualização de histórico que pode ir até um ano de registos, tornando-se mais fácil a detecção de mudanças de comportamento graduais. Estes relatórios são elaborados por zona altimétrica(ZA) ou por ZMC em função da existência de medidores de caudal. Para os sistemas em que já foram calculados padrões, é possível comparar os consumos registados com estes, de cada dia da semana, e também do conjunto dos dias úteis. Em função da época do ano, os padrões utilizados podem ser de Inverno, Verão e Transição, sendo a escolha automática para cada relatório.



Figura 5. Exemplo de um relatório semanal de consumos.

3.2.3 Indicadores de produtividade

Os indicadores de produtividade ou de desempenho constituem também uma das ferramentas de apoio ao controlo operacional de perdas. O cálculo de indicadores permite uma avaliação da dimensão do problema, sendo, por isso, utilizado internacionalmente na abordagem às estratégias de controlo de perdas de água. Os indicadores, económico-financeiros, técnicos e ambientais não podem, no entanto, ser analisados sem uma análise complementar dos aspectos de saúde pública e ambiental. No âmbito deste projecto foram seleccionados alguns indicadores técnicos que permitem uma avaliação das perdas de água por subsistema. Na Figura 6 exemplificam-se alguns indicadores por subsistema.

Indicadores	Consumos			Recursos Hídricos		Operacionais		
ZMC	Qmin	Qméd	Qmin/Qmed	Qperdas (1)	Ineficiência de utilização RH	Qperdas/ramal	Qperdas/conduta	II
	m3/h	m3/h	%	m3/h	%	l/ramal/dia	l/km/dia	
R1	0.2	2.6	6.3%	0.1	7%	7.5	205.6	
R2	1.0	9.9	9.7%	0.8	21%	95.5	1 339.4	
R2A	0.1	0.7	15.9%	0.1	3%	17.2	341.0	
R3	18.7	51.3	36.4%	11.2	21%	123.1	4 382.2	
R3_E	1.1	5.5	20.7%	0.9	17%	n.d	n.d	
R4	1.3	10.0	13.2%	1.1	42%	37.7	748.0	
R7	1.2	4.6	24.9%	0.9	13%	50.0	752.8	
R8	5.1	10.6	48.3%	4.1	37%	205.3	6 359.8	

Figura 6. Indicadores de produtividade, por subsistema.

O cálculo dos indicadores encontra-te automatizado, facilitando a análise por subsistema, no entanto, está análise é sempre complementar com outras características do sistema.

3.2.4 Matriz de intervenções

A matriz de intervenções é uma aplicação construída em Excel, formato 2007, que contém elementos da rede georreferenciados e funciona, na prática, como uma base de dados. Não é necessária a instalação de quaisquer componentes adicionais, pois a folha de cálculo contém todos os elementos necessários ao seu funcionamento. Adicionalmente, o Programa *Google Earth* (freeware) pode ser utilizado para visualizar a informação arquivada na folha.

Utilizando informação do SIG, a folha de cálculo contém uma lista das válvulas e outros elementos do sistema de abastecimento. Na operação quotidiana, as intervenções realizadas, desde a colocação de pré-localizadores até à reparação da fuga, são inseridas na folha recorrendo a formulários criados para o efeito. Complementarmente, é possível introduzir novos elementos na lista e registar quaisquer fugas detectadas.

No que diz respeito à informação armazenada, na matriz são consideradas três entidades principais:

- Elemento – válvulas e outros acessórios em que se podem colocar equipamentos de detecção de fugas.
- Intervenções – Acções de detecção e reparações. São indexadas a elementos, não tendo existência independente.
- Fuga – Registo de fugas detectadas, por resolver ou em histórico. Têm propriedades de elemento, pelo que devem ser georreferenciadas.

Cada uma destas entidades contém uma série de atributos necessários à sua definição.

A Matriz é constituída por vários módulos desenvolvidos em Visual Basic e pretende que a introdução de informação seja rápida e fácil, permite a visualização em *Google Earth* do grosso da informação armazenada e possibilita a análise dessa mesma informação através de um processo de filtros georreferenciados. Paralelamente, têm-se registado na Matriz as coordenadas de válvulas, contadores e outros elementos no terreno, sendo possível o posterior complemento do SIG com a informação armazenada.

Este recurso foi concebido para ser utilizado com o objectivo de facilitar o armazenamento e a partilha de informação. Tendo sido alvo de um processo de melhoria, aprimoramento e adequação às necessidades práticas que têm surgido, a Matriz provou ser útil no planeamento de campanhas directa e indirectamente. Por um lado, cumprindo a função principal para que foi concebida – a de permitir visualizar quais as zonas com indicações mais fortes de possibilidade de fuga (via indirecta) – e, por outro, devido à fluidez de visualização através do *Google Earth* e à apresentação do relevo a três dimensões, auxiliando o planeamento da colocação dos equipamentos em válvulas e outros elementos da rede (via directa). A Matriz é também útil no pós-tratamento da informação recolhida no campo, tendo sido preparada para a introdução de dados via GPS (Global Positioning System), via SIG ou via *Google Earth.* Na Figura 7 exemplifica-se a Matriz de Intervenções.

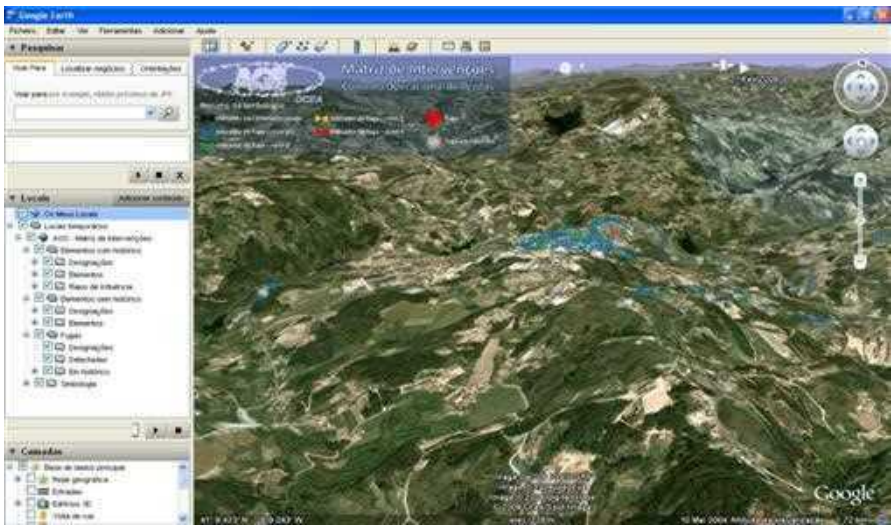


Figura 7. Visualização de elementos através do *Google Earth*.

3.3. Metodologia

3.3.1 Estudo de dados de consumo

O estudo de dados de consumo consiste na recolha dos dados da telegestão ou *dataloggers* e no seu posterior tratamento, recorrendo a um conjunto de aplicações desenvolvidas pela AGS. Após o tratamento, são enviados, para a Direcção Técnica das Concessionárias, relatórios de caudais com uma base semanal, com os respectivos alertas, no caso de serem detectadas situações que o justifiquem. Dos relatórios efectuados é possível retirar informações qualitativas e informações quantitativas. Em alguns casos não se conhece em pormenor o estado de sectorização de algumas redes, não é possível avaliar desde logo as informações produzidas, acabando por ser necessária uma confirmação adicional por parte da equipa de operação face a comportamentos "inesperados". Nos sistemas cuja sectorização é perfeitamente conhecida, a informação é quantitativa, sendo possível ter uma noção adequada de caudais mínimos nocturnos e percentagens de perdas. Nestes casos, face a um comportamento anómalo, é possível reagir mais rapidamente. O tratamento de dados efectuado consiste na avaliação da tendência dos caudais diários registados, principalmente durante as horas de menor consumo. É também efectuada a comparação com os padrões de consumo das zonas em estudo conforme se apresenta na Figura 8.

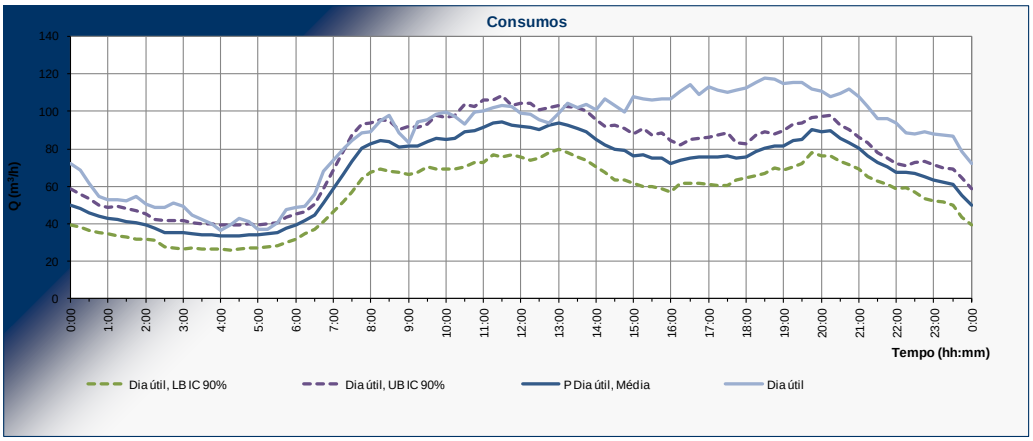


Figura 8. Consumo semanal / Padrão da zona em estudo.

3.3.2 Campanhas de detecção de fugas

3.3.2.1 Método aplicado na rede de distribuição

As campanhas de detecção de fugas são constituídas por três actividades distintas, que são habitualmente "customizadas" em função das características da EG. Assim as campanhas seguem a seguinte metodologia de trabalho:

- Actividade 1 – Trabalhos preparatórios

Estes trabalhos são efectuados pela equipa de apoio da AGS e da EG, no período anterior aos trabalhos operacionais. Resumidamente, consistem em:

- definir a área de influência a analisar, com base na análise dos caudais, na informação de cadastro (SIG) e na matriz de intervenções e no conhecimento da equipa de operação;
- verificar os dados de medição da área, especialmente os caudais nocturnos;
- analisar os indicadores de produtividade da zona;

- analisar a pressão na zona a intervir;
- dividir, por fim, a área de influência em subzona, definindo os locais onde se vão colocar os pré-localizadores de fugas existentes.

- Actividade 2 – Trabalhos de campo

Os trabalhos de campo devem ser sempre acompanhados por uma verificação de cadastro para a validação da informação existente. Habitualmente os trabalhos consistem em:

- colocar os pré-localizadores na posição definida em planta com o respectivo número do equipamento. Este trabalho é acompanhado com uma verificação do cadastro de infra-estruturas – traçados de rede, validação da localização de acessórios, entre outras;
- retirar os pré-localizadores;
- verificar se os pré-localizadores de fugas, colocados no dia anterior, emitem sinal de fuga;
- registar o sinal de fuga ou não fuga;
- No caso de fuga, efectuar a correlação acústica e caso seja necessário confirmar com o geófono a localização exacta da mesma.

- Actividade 3 - Trabalhos finais

Nesta actividade é efectuada a análise dos resultados obtidos nas actividades anteriores. Os trabalhos consistem, resumidamente em:

- fornecer os dados para actualização do SIG à área responsável;
- registar em base de dados os locais de fuga e não fuga e se foram detectadas;
- registar a ordem de serviço na base de dados própria;
- analisar os dados de medição da área, especialmente os caudais nocturnos, após a reparação das fugas detectadas;
- analisar as diferenças entre os caudais mínimos nocturnos antes e depois da campanha;

3.3.2.2 Método aplicado nas condutas adutoras

Embora a principal linha de acção no projecto seja a indicada no ponto anterior, em casos especiais podem ser adoptados procedimentos alternativos de detecção. Um tipo de intervenção um pouco diferente consiste na detecção de fugas em condutas onde não é possível aplicar os pré-localizadores ou correladores por inexistência de acessórios em distâncias que permitam a sua aplicação, como é o caso de uma parte significativa das adutoras. Neste tipo de intervenção procede-se ao traçado de perfis e à sua análise.

A metodologia de detecção consiste na interrupção do caudal na extremidade menos elevada da conduta, aguardando-se até que a pressão neste ponto estabilize. Quando for atingido este equilíbrio, admite-se que a água deixou de sair pois escoou até à cota da rotura. Seguidamente, a partir da pressão convertida em cota e comparada com o perfil da conduta, é possível estimar com grande precisão onde se encontra a rotura. Na Figura 9 apresenta-se um exemplo de aplicação da metodologia.

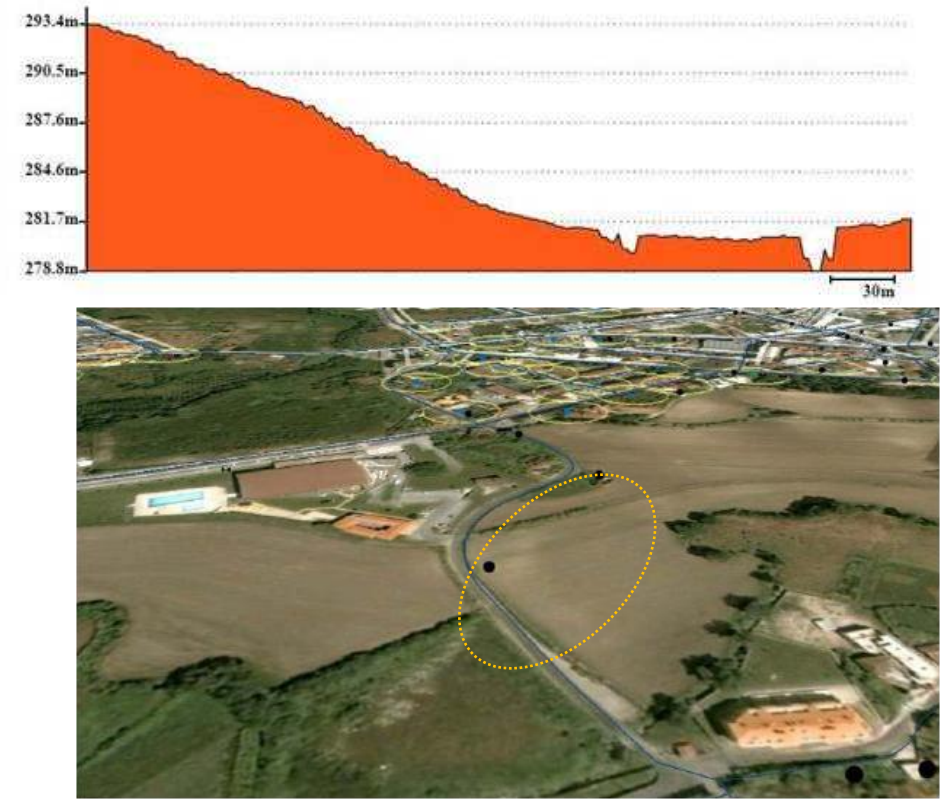


Figura 9. Método de detecção de fugas aplicado a condutas adutoras.

3.3.2.3 Métodos de detecção por aproximação

A localização exacta de fugas, descrita nos pontos anteriores, não apresenta uma eficácia absoluta mas para cada caso poderá ser possível identificar outras técnicas, por vezes, mais apropriadas, dependendo, em grande parte, da experiência e capacidade de análise dos técnicos. Nos sistemas com uma extensão considerável, em que o nível de perdas leve a suspeitar de uma ou mais roturas de dimensões substanciais e, face aos volumes perdidos, se justifique uma reacção rápida, pode-se optar pela realização de outro tipo de testes, como os testes de sub-zonamento e os testes de fecho progressivo, normalmente denominados por *step test.* Para o efeito, a realização destes ensaios deverá ser antecipadamente planeada.

Idealmente, em primeiro lugar, deverá recorrer-se à modelação matemática do comportamento hidráulico da rede, como ferramenta de apoio a este tipo de testes. A construção de um modelo de simulação hidráulica é fundamental para se alcançar uma melhor sensibilidade ao comportamento do sistema em novas condições operacionais. As intervenções na rede podem assim, ser previamente planeadas, recorrendo a um processo iterativo de simulação da resposta do sistema às intervenções previstas. Salienta-se, no entanto, que o desenvolvimento de modelos de simulação hidráulica exige bastantes recursos, quer em termos de tempo, quer em termos de informação, podendo condicionar a realização destes testes. Nestes casos, deverão ser utilizadas as ferramentas de análise disponíveis, como por exemplo o SIG.

Os testes de sub-zonamento utilizam-se em sub-zonas que são fechadas temporariamente no período de realização do teste. Nestes ensaios, as entradas e saídas de água das ZMC

são medidas, de forma a obter-se informação detalhada sobre o balanço de caudais e o comportamento dos consumos. Nos casos em que o fecho das válvulas provoca isolamentos críticos, os trabalhos deverão ser efectuados só durante a noite. Em grandes áreas, em que o fecho de válvulas implique alterações incomportáveis à distribuição de caudais, pode instalar-se medidores permanentes ao longo das fronteiras das sub-zonas que não interesse isolar, sendo esses medidores apenas lidos quando for necessário recorrer a campanhas de sub-zonamento.

O *step test* consiste numa técnica de fecho progressivo de válvulas dentro de uma determinada ZMC, partindo das zonas hidraulicamente periféricas e progredindo no sentido do ponto de medição. Durante o *step test* vão-se isolando e medindo áreas progressivamente mais pequenas, com base no ponto de medição da ZMC. O caudal nocturno para cada secção é registado ao longo do teste, e se uma redução significativa for encontrada de uma secção para a seguinte, isso permitirá estreitar espacialmente a busca. Os trabalhos são realizados em campanhas nocturnas, efectuando-se durante o período de menor consumo, que geralmente se situa entre as 2h e as 3h. Na Figura 10 apresenta-se um exemplo de sectorização para a realização de um *step test*.

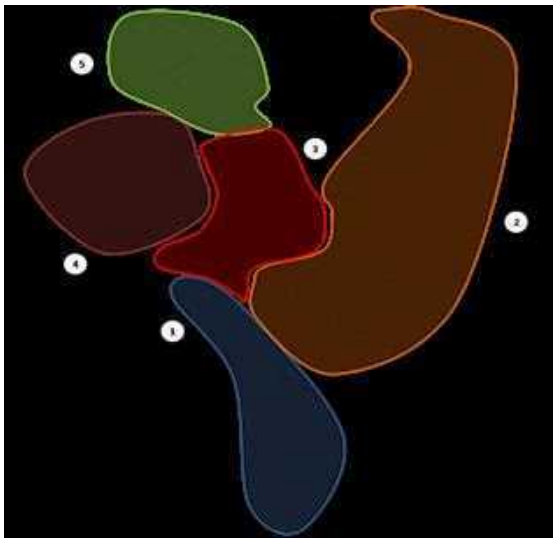


Figura 10. Exemplo do seccionamento de uma área de abastecimento para um *step-test*.

Após o fecho das válvulas analisam-se os dados de caudal entrado na zona através da telegestão e verifica-se qual a zona com uma descida mais acentuada. O gráfico seguinte (Figura 11) apresenta as variações de caudal identificadas num *step-test* entre a 1:50 e as 3:20 horas.

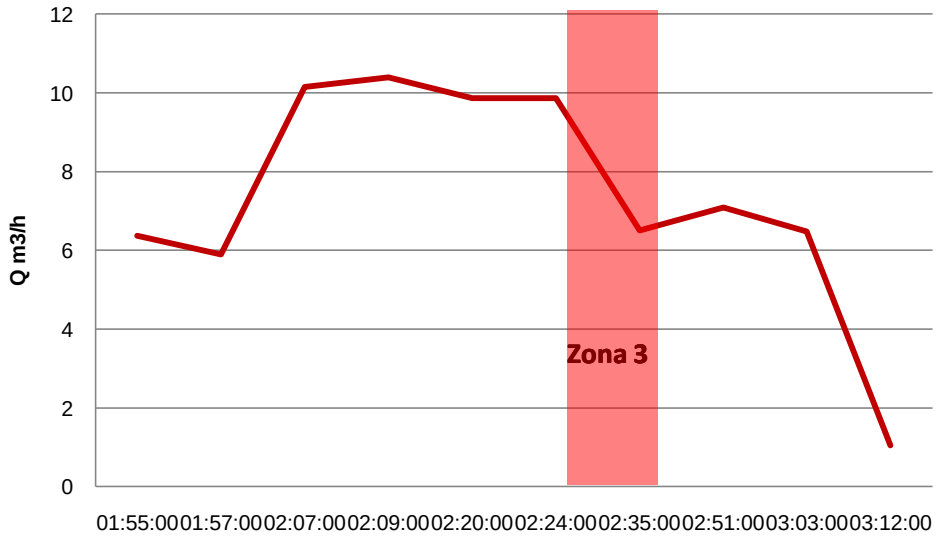


Figura 11 – Exemplo da análise dos dados de telegestão no *step-test*.

Da análise do *step test* é possível inferir informação importante, designadamente no que diz respeito à distribuição das perdas na rede. Com efeito, como se pode verificar pela análise do gráfico, foi possível identificar uma zona (zona 3) em que se concentra a maior parte das perdas. Desta forma, a produtividade da colocação de equipamentos de detecção de perdas poderá ser melhorada concentrando as campanhas nesta zona.

As campanhas seguintes são acompanhadas seguindo a metodologia já descrita e quando são detectadas fugas, comunica-se de imediato à equipa de operação e registam-se os de campo na Matriz de Intervenções. Sempre que é detectada alguma incongruência de cadastro é de imediato comunicado à área de SIG para actualização.

4. RESULTADOS OBTIDOS PROGRAMA

4.1. Resultados indirectos

O trabalho desenvolvido ao longo dos últimos meses nas participadas da AGS teve vários resultados práticos, nem sempre directamente relacionados com a diminuição das perdas reais, mas que contribuíram para o aumento da eficiência dentro das empresas, a que podemos chamar de resultados indirectos.

Enumeramos em seguida alguns destes resultados:

- Melhor conhecimento do funcionamento da rede de abastecimento;
- Generalização da utilização do SIG e consequentemente da sua actualização;
- Produção de histórico de consumos por zona;
- Definição de padrões de consumo;
- Criação de bases para a modelação hidráulica do sistema;
- Constituição de equipas com conhecimento específico na área da detecção de fugas, tanto na AGS, como nas participadas;
- Desenvolvimento de ferramentas de análise;
- Maior conhecimento na utilização de equipamentos de detecção de fugas;

- Abordagem sistematizada do controlo operacional de perdas nas Entidades Gestoras

Qualquer um destes resultados mencionados vem contribuir de uma forma muito positiva para a gestão operacional das empresas, uma vez que permite um maior conhecimento do funcionamento da rede, proporcionando uma melhoria contínua da informação disponível e uma análise crítica mais capaz.

4.2. Resultados Directos

O principal objectivo do Programa é redução de perdas através da parcela de perdas reais. A melhor forma de verificar o sucesso ou insucesso do projecto é através da análise contínua de caudais. Assim mostram-se em seguida duas figuras, que representam a envolvente de caudais em dois sistemas com dimensões distintas, ao longo do ano, representando a cor castanha o ano de 2008 e a cor azul o ano de 2009 e que comprovam alguns resultados positivos alcançados no projecto.

Ao longo de cada semana do ano a aplicação desenvolvida faz a média dos caudais máximos (tom mais escuro), caudais médios (tom intermédio) e caudais mínimos (tom mais claro) e o seu valor é registado e apresentado na Figura 12. Conforme podemos observar pelos dois exemplos os caudais médios mínimos tiveram uma descida para cerca de metade dos valores inicias. Os consumos médios e máximos também reduziram mas em proporções mais baixas.

Desta forma, podemos afirmar que nos sistemas representados na Figura 12 a parcela de perdas reais teve uma redução evidente. Através dos indicadores poderíamos avaliar a continuação dos trabalhos de campo nestas zonas ou noutras zonas.

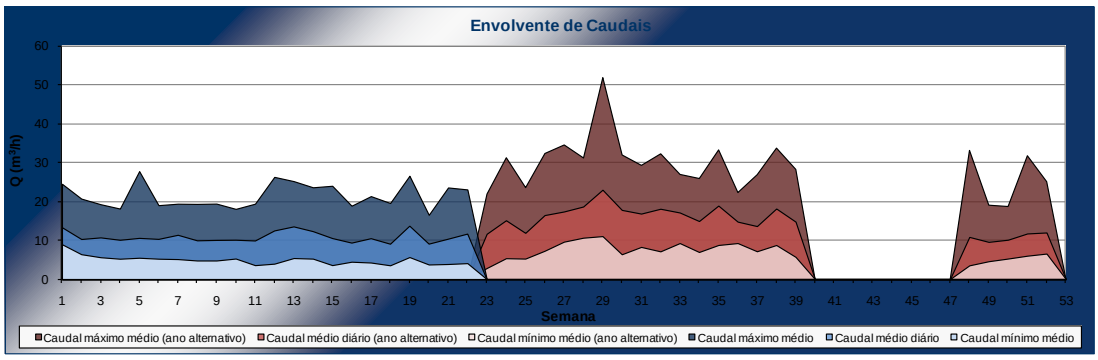


Figura 12. Exemplo da análise contínua de caudais.

O facto das perdas reais diminuírem tem uma influência positiva que se traduz da seguinte forma:

- Aumento da capacidade de transporte das condutas;
- Estabilização da pressão de serviço;
- Poupança de energia nos sistemas onde existem estações elevatórias;
- Maior eficiência na utilização dos recursos hídricos;
- Manutenção da qualidade da água;
- Diminuição do volume de água produzida e/ou comprada;

- Cumprimento do nível de perdas recomendado pelo regulador.

Estes factores vão contribuir para uma melhoria ao nível ambiental, para o aumento da qualidade de serviço aos clientes e para um aumento da eficiência da própria EG, melhorando consequentemente a gestão global da empresa.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A metodologia utilizada no controlo operacional de perdas revelou-se apropriada e possibilitou avanços significativos na diminuição do nível de perdas, permitindo, de forma mais rápida, avançar no grau de complexidade dos objectivos propostos. No sentido de alcançar elevados níveis de desempenho por parte das EG detidas pela AGS, o Programa evoluirá no sentido de encontrar soluções concretas e inovadoras de forma a melhorar, progressivamente, os resultados obtidos e permitindo uma Gestão de Redes cada vez mais eficiente.

As perdas de água têm tendência a subir caso se diminua a performance actual no que concerne aos esforços implícitos na sua redução, neste sentido, a AGS prevê a continuação do Projecto, de forma a manter alguns indicadores e reduzir outros, caminhando sempre no sentido de melhorar a eficiência dos sistemas. Prevê-se também, através dos desenvolvimentos que têm vindo a ser efectuados noutras áreas, pela AGS, como é o caso da interligação de sistemas de informação (SIG, Telegestão, Sistema de Gestão de Clientes, Sistema de Ordens de Serviço), implementar uma nova ferramenta de apoio ao Programa, a Plataforma Dinâmica. Esta ferramenta de gestão possibilita a agregação de dados provenientes de vários destes Sistemas de Informação, garantindo uma análise integrada destes dados e a disponibilização de informação forma automatizada e sistematizada aos utilizadores e técnicos responsáveis pelos Sistemas.

Salienta-se que o controlo operacional de perdas só é possível se estiver suportado em informação de base credível e em ferramentas que permitam tratar esta mesma informação de forma eficiente e sistemática e é por este motivo que a AGS tem investido fortemente na gestão integrada da informação.

A estratégia para o controlo dos volumes de água não facturada deve ter uma perspectiva transversal, pois, tanto a nível da informação necessária como a nível de resultados, o sucesso das iniciativas irá depender de um envolvimento global, por parte das equipas e, será neste pressuposto, que se dará continuidade a este Projecto.

DEFINIÇÃO DE PROBLEMAS E DESAFIOS PARA A ELABORAÇÃO DE INDICADORES DE SUSTENTABILIDADE NA GESTÃO DE RESÍDUOS SÓLIDOS EM MUNICÍPIO DE PEQUENO PORTE

BERNARDO A. N. TEIXEIRA (1); FELIPE J. ANDRADE (2)

RESUMO

O objetivo geral da presente comunicação é descrever o processo de definição e priorização de problemas e desafios associados à gestão de RSU num município brasileiro de pequeno porte (Brotas, Estado de São Paulo), que possam dar origem a um sistema de indicadores de sustentabilidade, que, por sua vez, servirão como subsídios para a tomada de decisão e a resolução de problemas.

A metodologia empregada baseou-se na consulta participativa a pessoas da comunidade envolvidas ou interessadas na gestão dos RSU, seja por seu papel na administração municipal, seja por integrarem o Conselho Municipal de Meio Ambiente, bem como a especialistas no tema. Para tanto, foi elaborado questionário com relação de cerca de 50 possíveis problemas e desafios associados aos RSU, a fim de serem priorizados pelos respondentes (prioridade de 0 a 3).

Os resultados destas consultas permitiram agrupar os problemas em ordem de prioridade, de modo que aqueles considerados mais significativos possam ser os primeiros para os quais se buscará a elaboração de indicadores de sustentabilidade.

PALAVRAS-CHAVE: indicadores, resíduos sólidos, sustentabilidade

(1)Professor do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana (PPGEU) Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) – Dep. Engenharia Civil
Rod. Washington Luis, km 235 – CEP 13.565-905 – São Carlos – SP – BRASIL
Tel.: +55 (16) 33518027 e-mail: bernardo@ufscar.br
(2)Biólogo, Aluno de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana (PPGEU) da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) – Dep. Engenharia Civil
Rod. Washington Luís, Km 235 – CEP 13.565-905 – São Carlos – SP – BRASIL
Tel.: +55 (16) 32894475 e-mail: fjabio@yahoo.com.br

1 INTRODUÇÃO

A partir do início do desenvolvimento da indústria no mundo, houve um incremento sem precedentes na depleção de recursos naturais e no despejo de materiais residuais diretamente no meio ambiente. Desse aumento resultaram diversos problemas ambientais que tiveram papel primordial como deflagradores de movimentos populares com objetivos ligados à redução dos impactos causados pelas atividades antrópicas ao meio ambiente.

Nesse contexto, teve surgimento e evoluiu, na segunda metade do século XX, uma nova noção de desenvolvimento e culminou na criação do conceito de sustentabilidade. Tal conceito ainda não encontra consenso quanto às suas definições, mas alguns de seus aspectos já são aceitos como bases conceituais.

A multidimensionalidade da sustentabilidade proporciona a esse conceito a possibilidade de abranger as mais diversas atividades humanas. Inclui-se nessa gama de atividades as de saneamento, onde se insere a gestão dos Resíduos Sólidos Urbanos (RSU).

Os problemas decorrentes da gestão inadequada dos RSU têm suas raízes principalmente nos âmbitos político/institucional e cultural. A falta de comprometimento das administrações públicas e a pouca conscientização da população quanto ao seu papel na gestão sustentável dos resíduos sólidos são os principais fatores que levam à deficiência no manejo dos sistemas de RSU. Desse fato resulta uma ampla gama de problemas ambientais, econômicos e sociais.

Outro aspecto da sustentabilidade com ampla aceitação é a necessidade de que sejam criados meios para se avaliar e monitorar o desenvolvimento rumo a um referencial sustentável. Essa necessidade tem estimulado a formulação de conjuntos de indicadores de sustentabilidade e a sua aplicação em diversos níveis e setores da sociedade.

Devido ao fato de ser o sistema de RSU uma fonte de problemas e desafios que afetam várias dimensões da sustentabilidade, principalmente em nível local, apresenta-se inegável a necessidade do desenvolvimento de uma ferramenta capaz de mensurar o seu grau de sustentabilidade e monitorar o seu desenvolvimento orientado por um modelo mais sustentável.

O objetivo geral da presente comunicação é descrever o processo de definição e priorização de problemas e desafios associados à gestão de RSU num município brasileiro

de pequeno porte (Brotas, Estado de São Paulo), com população total aproximada de 22000 habitantes. O resultado desse processo pode auxiliar a elaboração de um sistema de indicadores de sustentabilidade, que, por sua vez, servirá como subsídio para a tomada de decisão e a resolução de problemas.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Resíduos sólidos urbanos

O termo lixo tem sido amplamente utilizado como referência aos restos das atividades humanas; algo sem utilidade, descartável, sujo e que deve ser afastado das áreas urbanas. Essa definição é usada principalmente pela população leiga, mas também é muito comum nos meios técnicos e acadêmicos. Não se pode considerá-la completamente imprópria, porém, ela carrega uma conotação negativa a respeito do material a que se refere.

Nos últimos tempos vem crescendo a utilização da expressão resíduos sólidos em substituição à palavra lixo. Dessa forma elimina-se o sentido negativo e atribui-se o valor devido ao material. Essa mudança é um dos frutos da evolução na percepção da sociedade sobre a real importância do assunto e sua relação com o desenvolvimento humano.

No vocábulo resíduo está implícita a noção de que se trata da sobra ou resto de algum material ou energia. Nesse caso torna-se praticamente intuitivo imaginar que possa haver alguma maneira de eliminar, reduzir ou utilizar de qualquer outra forma essa sobra. Percebe-se que a adoção do termo resíduos sólidos pode ser vantajosa em comparação com a palavra lixo, principalmente no que tange à conscientização da população quanto aos valores intrínsecos encontrados nos materiais, mesmo após o seu consumo imediato.

Encontram-se na literatura diversas definições para os Resíduos Sólidos Urbanos (RSU). Na verdade eles podem ser entendidos como uma classe composta por algumas subclasses de resíduos sólidos gerados em centros urbanos.

Zanta e Ferreira (2003, p. 3) definem RSU como:

> [...] aqueles produzidos pelas inúmeras atividades desenvolvidas em áreas com aglomerações humanas do município, abrangendo resíduos de várias origens, como residencial, comercial, de estabelecimentos de saúde, industriais, da limpeza pública (varrição, capina, poda e outros), da construção civil e, finalmente, os agrícolas.

Estão incluídas nessa definição classes muito distintas de resíduos sólidos cujas características exigem manejos diferenciados e de responsabilidade ora do poder público municipal, ora do gerador.

A ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) inclui na norma NBR 8419 de 1992 a sua definição para RSU. Segundo a norma RSU são: “resíduos sólidos gerados num aglomerado urbano, excetuados os resíduos industriais perigosos, hospitalares sépticos e de aeroportos e portos [...]”. (ABNT, 1992, p. 2).

O presente trabalho abordará estritamente os resíduos sólidos cuja gestão e gerenciamento estão sob responsabilidade da municipalidade. Portanto, uma definição que parece mais adequada à pesquisa, apesar de denominar tais resíduos como Lixo Municipal, encontra-se em D’Almeida e Vilhena (2000, p. 30) e afirma que:

> [...] Lixo Municipal [...] [é] aquele gerado no ambiente urbano e constituído pelos materiais de origem domiciliar, de estabelecimentos de comércio, de serviços de varrição e de feiras livres, sendo de atribuição e responsabilidade exclusiva das prefeituras, desde a coleta até a destinação final.

Os componentes básicos normalmente encontrados em um sistema de RSU são: geração, acondicionamento, coleta, transporte, tratamento e disposição final. Eventualmente, em cidades de grande porte e áreas metropolitanas podem-se encontrar as estações de transferência ou transbordo. A estrutura e a função de cada uma das etapas serão detalhadas a seguir. Deve-se destacar que anormalidades em qualquer um dos elementos citados podem comprometer o bom funcionamento de todo o sistema.

2.2 Sustentabilidade

O tema sustentabilidade encontra-se atualmente presente nos mais diversos ramos das atividades humanas. Porém, o surgimento de tal conceito é resultado de um processo complexo iniciado na segunda metade do século XX e ainda em curso.

Os problemas ambientais começaram a fazer parte efetivamente de discussões internacionais a partir da ocorrência de desastres ecológicos causados por atividades humanas em alguns lugares do mundo. As principais tragédias que provocaram o despertar de atenção da sociedade foram: a poluição do mar com mercúrio em Minamata no Japão em 1956, o vazamento de gases tóxicos de uma indústria em Bophal na Índia em 1984, a explosão de um reator nuclear em Chernobyl na Ucrânia em 1986 e o derramamento de óleo do petroleiro Exxon Valdez no Alasca, EUA, em 1989. Esses acontecimentos resultaram em graves problemas ambientais que, apesar de não alcançarem proporções globais, causaram a mortandade e o sofrimento de muitos seres vivos, incluindo milhares de humanos.

Nesse contexto vários setores da sociedade mobilizaram-se progressivamente com o objetivo de refletir sobre a influência negativa das atividades antrópicas sobre o meio ambiente e suas consequências para o bem-estar da humanidade. Diversos fóruns de abrangência internacional vêm debatendo o assunto desde o início dessa conscientização.

Apesar do amplo conhecimento que se tem hoje sobre a sustentabilidade, ainda não é possível estabelecer uma definição única para o conceito. A mais consagrada, como citado anteriormente, foi apresentada pelo Relatório Brundtland em 1987 e vem sendo adotada desde então principalmente pelo sistema ONU e pela maioria dos interessados no assunto (órgãos governamentais, ONG's, setor privado, comunidade científica), sendo empregado como referência em diversos trabalhos acadêmicos e na literatura em geral.

Apesar de não ser unânime, a definição dada pelo Relatório Brundtland será adotada neste trabalho por considerar-se que satisfaz às necessidades e objetivos deste e por sua ampla aceitação.

Não obstante a falta de consenso sobre uma definição única para sustentabilidade é de acordo comum que o conceito contém princípios, bases que sustentam o seu uso como referência conceitual. No entanto, novamente não há um conjunto único de princípios

adotados globalmente. Estes têm sido criados ou aperfeiçoados por pesquisadores, organizações, governamentais ou não e organismos internacionais.

Milanez também examinou a literatura relacionada à sustentabilidade (MILANEZ, 2002) e organizou uma lista com os princípios encontrados. São eles: (1) Princípio humanitário; (2) Princípio da geração de renda; (3) Princípio da gestão cooperativa e participativa; (4) Princípio de equidade; (5) Princípio da eficiência econômica responsável; (6) Princípio do poluidor pagador; (7) Princípio da paz; (8) Princípio de soberania e relações internacionais; (9) Princípio do respeito às condições locais; (10) Princípio da responsabilidade intergeracional; (11) Princípio da avaliação de impactos sociais e ambientais; (12) Princípio precautório; (13) Princípio preventivo; (14) Princípio do uso dos recursos naturais; (15) Princípio compensatório.

Segundo o autor, trata-se de princípios genéricos que poderiam ser utilizados em qualquer situação. É proposto ainda um agrupamento dos princípios de acordo com a sua relação com a geração presente (humanitário, geração de renda, gestão cooperativa e participativa, equidade, eficiência econômica responsável, poluidor pagador, paz, e soberania e relações internacionais) e com gerações futuras (responsabilidade intergeracional, avaliação de impactos sociais e ambientais, precautório, preventivo, uso dos recursos naturais e compensatório), com base na definição do Relatório Brundtland para sustentabilidade. O princípio do respeito às condições locais faria a ligação entre esses dois grupos. (MILANEZ, 2002)

O conceito de sustentabilidade, independente da definição adotada, apresenta como uma de suas principais características a amplitude da sua abrangência. Dessa peculiaridade surgem debates entre os estudiosos do assunto sobre as dimensões da sustentabilidade, ou seja, os aspectos que ela engloba. O número de dimensões da sustentabilidade varia de acordo com o autor e sua área de interesse.

Bossel (1999) menciona nove dimensões que, segundo o autor, requerem atenção. São elas: ambiental, material, ecológica, social, econômica, legal, cultural, política e psicológica.

Milanez consultou a literatura sobre o tema (MILANEZ, 2002) e concluiu que a únicas dimensões consensuais entre os vários autores são a ecológica e a ambiental. O autor fez ainda uma distinção entre as duas dimensões. Segundo ele, a dimensão ecológica corresponde à base física dos estoques de recursos naturais (função fonte), enquanto que a

ambiental refere-se à capacidade dos ecossistemas de absorver os impactos das atividades humanas e se recuperarem (função fossa).

O mesmo autor concluiu que dimensões bastante mencionadas nos trabalhos consultados são a social e a econômica, seguidas por outras duas, a cultural e a política. As menos citadas foram: geográfica, futuro, material, legal, psicológica, demográfica e institucional.

A partir da consulta, Milanez considerou, em sua pesquisa, os conceitos de dimensão e sub-dimensão. Estabelecendo que cada dimensão contém sub-dimensões, o autor organizou-as da seguinte maneira:

> [...] as sub-dimensões política, legal, psicológica, cultural, institucional, demográfica e de participação estariam inseridas na dimensão social; a sub-dimensão material dentro da dimensão econômica; a sub-dimensão geográfica seria composta a partir de elementos econômicos e ambientais/ecológicos; a sub-dimensão de equidade, formada por fatores econômicos e sociais e, finalmente, a sub-dimensão de futuro seria construída a partir da interseção das três dimensões principais. (MILANEZ, 2002, p. 45)

A Comissão para o Desenvolvimento Sustentável (CDS) da ONU tem dividido seus indicadores de sustentabilidade em quatro dimensões: social, econômica, ambiental e institucional. Porém, na última revisão do conjunto de indicadores divulgada pela Comissão em 2007 essa separação não é muito explícita. Segundo o órgão: “Esta mudança enfatiza a natureza multidimensional do desenvolvimento sustentável e reflete a importância de integrar seus ‘pilares’.” (UN, 2007, p. 10, tradução nossa).

O IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística) vem adotando na publicação de seus indicadores de sustentabilidade, desde 2002, as quatro dimensões propostas pela CDS. Os três conjuntos de indicadores publicados pelo Instituto, em 2002, 2004 e 2008 apresentam os mesmos claramente divididos entre as quatro dimensões da sustentabilidade. (IBGE, 2002, 2004, 2008).

Polaz (2008), ao elaborar um conjunto de indicadores de sustentabilidade específicos para a gestão de RSU, considerou cinco dimensões da sustentabilidade: ambiental/ecológica, econômica, social, política/institucional e cultural. A autora destaca as dimensões ambiental/ecológica, econômica e social como três grandes categorias e

complementarmente, adota as dimensões política/institucional e cultural, sendo estas derivadas da dimensão social.

Neste trabalho, por se tratar da mesma área específica de pesquisa, optou-se por dar seguimento à utilização das mesmas dimensões adotadas por Polaz como base conceitual para a sustentabilidade. Entende-se que a sustentabilidade como meta para a gestão de RSU deve ser buscada em diversos aspectos e que as dimensões consideradas funcionam satisfatoriamente nesse sentido.

2.3 Indicadores de sustentabilidade

Mesmo que não haja unanimidade conceitual quanto à sustentabilidade, é imprescindível que exista uma forma de se avaliar o grau de sustentabilidade em que se encontra um sistema e a sua tendência de desenvolvimento.

A Agenda 21 (CNUMAD, 2001), no seu capítulo 8, atenta para a necessidade de se ajustar ou reformular o processo de tomada de decisões, respeitando-se as especificidades de cada país, de maneira que o meio ambiente e o desenvolvimento sejam o centro das tomadas de decisões políticas e econômicas. O documento reforça a importância dos mecanismos que facilitem a participação, no processo decisório, de indivíduos, grupos e organizações interessados. Entre as atividades recomendadas pela Agenda 21 para melhorar os processos de tomada de decisão encontra-se o seguinte:

> Monitorar e avaliar sistematicamente o processo de desenvolvimento, examinando regularmente as condições em que se encontram o desenvolvimento dos recursos humanos, a situação e as tendências econômicas e sociais e o estado do meio ambiente e dos recursos naturais; [...](CNUMAD, 2001, p. 115)

Ainda com relação a recomendações, o documento estabelece que:

> Os países devem desenvolver sistemas de monitoramento e avaliação do avanço para o desenvolvimento sustentável adotando indicadores que meçam as mudanças nas dimensões econômica, social e ambiental.(CNUMAD, 2001, p. 117)

No capítulo 40 a Agenda 21 trata exclusivamente da informação consistente como necessidade primordial para a tomada de decisões. O texto destaca que é preciso melhorar a disponibilidade, qualidade, coerência, padronização e acessibilidade dos dados, principalmente nos países em desenvolvimento. Preconiza ainda que os países, organizações governamentais e não-governamentais devem desenvolver o conceito de indicadores do desenvolvimento sustentável e promover o seu uso.

Devido à complexidade das questões relacionadas ao desenvolvimento sustentável, indicadores já existentes não satisfazem às suas necessidades de avaliação. Bellen (2007) afirma que são necessários sistemas interligados, indicadores inter-relacionados ou agregados. O autor cita que há uma quantidade ainda pequena de sistemas de indicadores específicos para o monitoramento dos fenômenos ligados à sustentabilidade, a maioria deles em fase experimental.

O IBGE constrói os indicadores em nível nacional no Brasil referenciado pelas recomendações da CDS, porém, respeitando as particularidades brasileiras. O Instituto define estes instrumentos da seguinte maneira:

Indicadores de desenvolvimento sustentável são instrumentos essenciais para guiar a ação e subsidiar o acompanhamento e a avaliação do progresso alcançado rumo ao desenvolvimento sustentável. Devem ser vistos como um meio para se atingir o desenvolvimento sustentável e não como um fim em si mesmos. Valem mais pelo que apontam do que pelo seu valor absoluto e são mais úteis quando analisados em seu conjunto do que o exame individual de cada indicador. (IBGE, 2008, p. 9)

Bellen (2007) define os indicadores de sustentabilidade como ferramentas capazes de facilitar a identificação de elementos potencialmente fracos em um fenômeno ou sistema avaliado, além de fornecerem sinais de alarme indicando a necessidade de mudança na direção política, no comportamento ou ajustes institucionais.

Um aspecto importante do processo de desenvolvimento de indicadores da sustentabilidade é a participação dos grupos envolvidos ou *stakeholders*.

Na literatura consultada, a maior parte dos trabalhos inclui entre as orientações para o desenvolvimento de indicadores eficientes e eficazes esse fator como um dos mais importantes a serem observados.

A Agenda 21 traz como um de seus objetivos: “criar ou melhorar mecanismos que facilitem a participação, em todos os níveis do processo de tomada de decisões, dos indivíduos, grupos e organizações interessados;” (CNUMAD, 2001, p. 114). O documento cita ainda que: “Um dos pré-requisitos fundamentais para alcançar o desenvolvimento sustentável é a ampla participação da opinião pública na tomada de decisões.” (CNUMAD, 2001, p. 445).

Os Princípios de Bellagio conferem relevância significativa à participação dos grupos interessados atribuindo um princípio específico ao assunto: o Princípio 8. Este estabelece que o processo de avaliação do desenvolvimento rumo à sustentabilidade deve proporcionar a participação de grupos sociais dos mais variados âmbitos e dos tomadores de decisões para, dessa forma, garantir a inclusão de valores diversos e fazer com que a utilização dos indicadores esteja fortemente ligada às políticas e ações implementadas.(HARDI; ZDAN, 1997).

3 MÉTODO

Inicialmente foi elaborado um rol de problemas e desafios inerentes à gestão pública dos RSU. A partir da análise da mesma listagem elaborada por Polaz (2008) e da literatura relacionada ao assunto foi formulada uma lista prévia com todos os problemas e desafios identificados por aquela autora acrescida de outros encontrados nos documentos consultados. A lista foi organizada de acordo com o método utilizado por Polaz, ou seja, os problemas foram distribuídos entre as 5 dimensões da sustentabilidade consideradas neste trabalho (ambiental/ecológica, econômica, social, política/institucional e cultural).

A listagem de problemas foi, então, submetida a um processo de consulta direcionado aos grupos interessados. Neste ponto a presente pesquisa diferencia-se por procurar adequar-se às recomendações e orientações encontradas na literatura especializada. De acordo com o que preconizam os especialistas, o processo de consulta buscou envolver a participação do maior número possível de indivíduos, grupos e organizações interessados.

O processo de consulta foi realizado através de reunião para a qual foram convidados representantes do poder público local (Secretários, Diretores e gestores), do setor econômico/produtivo (comércio, indústria e turismo), da sociedade civil organizada

(Organizações Não Governamentais, Conselho Municipal de Meio Ambiente e Conselho Municipal de Turismo) e a população em geral.

A reunião foi organizada em etapas subsequentes iniciando-se por uma apresentação dos objetivos da pesquisa e contextualização visando a um nivelamento dos consultados quanto a conceitos, definições e termos utilizados.

Em seguida, foi apresentada aos participantes a lista contendo 51 problemas e desafios relacionados à gestão dos RSU. Após a exposição da lista, os indivíduos identificaram quais são os problemas prioritários para o município, indicando, a partir da percepção individual, qual o nível de prioridade de cada problema/desafio para o município em uma escala de 0 a 3, onde 0 significa que o problema/desafio não é identificado no município e 3 indica prioridade alta. Nesse momento, novos problemas poderiam surgir e serem apropriadamente incluídos na lista de prioridades.

As listas respondidas foram, então, analisadas, considerando-se a divisão em 5 grupos de acordo com a relação de cada problema com as dimensões da sustentabilidade abordadas. Para cada dimensão foram estabelecidos os problemas/desafios com maior pontuação, ou seja, aqueles que obtiveram mais indicações para prioridade média e alta.

4 RESULTADOS

Como resultado do processo de consulta foram obtidas as avaliações realizadas por 10 pessoas presentes à reunião. De acordo com a metodologia apresentada anteriormente, as avaliações foram analisadas e os dados obtidos foram sistematizados de forma que obteve-se como resultado final os problemas/desafios prioritários para a gestão dos RSU no município de Brotas.

No âmbito da dimensão ambiental/ecológica da sustentabilidade foram identificados três problemas/desafios com maior prioridade no contexto local:

1. Presença de RSU nas vias e terrenos públicos/privados.
2. Morosidade do processo de aprovação, licenciamento e construção de aterros sanitários.
3. Insuficiência dos processos de recuperação de resíduos (reaproveitamento/reciclagem/compostagem).

Para a dimensão econômica um problema/desafio foi avaliado pela maioria dos consultados como mais prioritário:

1. Inexistência de incentivos econômicos para recuperação de RSU.

Com relação à dimensão política/institucional, oito problemas/desafios foram identificados como tendo maior prioridade para o município:

1. Falta de uma política global e integrada para os RSU.
2. Ausência de organograma e de plano de carreira para o setor de RSU.
3. Descontinuidade política das ações em função da substituição de pessoas na administração municipal ou da estrutura fragmentada dos departamentos.
4. Falta de sistemas de gestão da informação.
5. Ausência de soluções com Gestão Associada de RSU (p.ex.: consórcios públicos, regionalização).
6. Equipe técnica pouco qualificada/capacitada.
7. Falta de alternativas técnicas (usinas e/ou microempresas) para processamento dos diversos tipos de RS recicláveis.
8. Insuficiência de canais de comunicação para a discussão e divulgação das questões e ações ambientais.

Para a dimensão social foi identificado apenas um problema/desafio com maior prioridade no contexto local:

1. Condições inadequadas de trabalho nas diversas etapas do gerenciamento de RSU (coleta, armazenamento, transporte e disposição final)

    - Dificuldade no acesso a direitos trabalhistas (p.ex.: adicional de insalubridade, previdência social)

    - Insegurança no trabalho (falta de EPIs e/ou uso inadequado)

    - Existência de catadores atuando nos aterros e lixões

Finalmente, referentes à dimensão cultural da sustentabilidade foram identificados três problemas/desafios mais prioritários:

1. Baixo envolvimento da sociedade com a minimização de RSU (p.ex.: coleta seletiva).
2. Inexistência de incentivos a ocorrência de manifestações sócio-culturais associadas aos resíduos (feiras de troca, oficinas de reciclagem, exposições etc)
3. Insuficiência de atividades de multiplicação de boas práticas em relação aos RSU.

Estes resultados subsidiarão a elaboração de indicadores de sustentabilidade específicos para a gestão de RSU buscando-se prioritariamente aqueles que atendam os problemas/desafios mais importantes para cada dimensão da sustentabilidade. Dessa forma será possível construir indicadores mais adequados ao contexto local, nesse caso, do município de Brotas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (1992). *NBR 8419: Apresentação de projetos de aterros sanitários de resíduos sólidos urbanos*. Rio de Janeiro.

Bellen, H. M. van (2007). *Indicadores de sustentabilidade: uma análise comparativa*. Reimpressão. Rio de Janeiro: Editora FGV. 256 p.

Bossel, H. (1999). *Indicators for sustainable development: theory, method, applications – a report to the Balaton Group*. 1999. Manitoba: International Institute for Sustainable Development. 124p. http://www.iisd.org/pdf/balatonreport.pdf (acedido a 10 de agosto de 2008).

Conferência das Nações Unidas sobre Meio Ambiente e Desenvolvimento (CNUMAD) (2001). *Agenda 21*. 3. ed. Reimpressão. Brasília: Senado Federal, Subsecretaria de Edições Técnicas. 598 p.

D'Almeida, M. L. O.; Vilhena, A. (Coord.) (2000). *Lixo municipal: manual de gerenciamento integrado*. 2. ed. São Paulo: IPT/CEMPRE.

Hardi, P.; Zdan, T. (Ed.) (1997). *Assessing sustainable development: principles in practice*. Winnipeg: Canadá: Internacional Institute for Sustainable Development. http://www.iisd.org/pdf/bellagio.pdf (acedido a 10 de agosto de 2008).

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) (2000). *Indicadores de desenvolvimento sustentável: Brasil 2002*. Rio de Janeiro: IBGE. ftp://geoftp.ibge.gov.br/documentos/recursosnaturais/ids/ids2002.pdf (acedido a 10 de agosto de 2008).

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) (2004). *Indicadores de desenvolvimento sustentável: Brasil 2004*. Rio de Janeiro: IBGE. ftp://geoftp.ibge.gov.br/documentos/recursosnaturais/ids/ids2004.pdf (acedido a 10 de agosto de 2008).

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) (2008). *Indicadores de desenvolvimento sustentável: Brasil 2008*. Rio de Janeiro: IBGE. ftp://geoftp.ibge.gov.br/documentos/recursosnaturais/ids/ids2008.pdf (acedido a 10 de agosto de 2008).

Milanez, B. (2002). *Resíduos sólidos e sustentabilidade: princípios, indicadores e instrumentos de ação*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Urbana. Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

Polaz, C. N. M. (2008). *Indicadores de sustentabilidade para gestão de resíduos sólidos urbanos*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Urbana. Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

United Nations (UN). (2007). *Indicators of sustainable development: guidelines and methodologies*. 3 ed. http://www.un.org/esa/sustdev/natlinfo/indicators/guidelines.pdf (acedido a 10 de agosto de 2008).

Zanta, V. M.; Ferreira, C. F. A. (2003). Gerenciamento integrado de resíduos sólidos urbanos. In: *Resíduos sólidos urbanos: aterro sustentável para municípios de pequeno porte*. Rio de Janeiro: RiMa. 294 p.: il. Projeto PROSAB. Cap 1.

DEGRADAÇÃO DE CORANTES REATIVOS ATRAVÉS DO FENTON MODIFICADO UTILIZANDO RESÍDUO SIDERÚRGICO: REMOÇÃO DE MATÉRIA ORGÂNICA, AROMATICIDADE E H_2O_2 RESIDUAL

Camila C. AMORIM [1] ; Paula R. DUTRA[2]; Rochel M. LAGO[3]; Mônica M.D. LEÃO[4]

RESUMO

A aplicação de um resíduo siderúrgico, o pó do desempoeiramento da ala de corrida do alto forno (PAF) como fonte de ferro no processo Fenton modificado para a descoloração dos corantes Reactive Red 195 e Reactive Yelow 145, foi estudada apresentando 100% de eficiência em um pH ácido. A destruição do peróxido de hidrogênio residual mostrou-se efetiva pela utilização da enzima catalase, mesmo para a metade da concentração proposta por POOLE (2004). A remoção da matéria orgânica da solução corante RR195 e RY145 foi investigada através da variação da DQO e do COT, alcançando 100 e 40% de remoção, respectivamente, para a concentração de 100 mg/L de H_2O_2. Os espectros de absorção dos corantes RR195 e RY145, medidos nos comprimentos de onda de 254 nm e 280 nm, mostraram a redução gradativa dos compostos aromáticos. A utilização do resíduo como catalisador mostrou-se promissora aliando o reuso de resíduos ao tratamento de efluentes.

PALAVRAS-CHAVE: corantes têxteis, fenton modificado, processos oxidativos avançados, reactive red 195, resíduo siderúrgico.

[1]Engenheira Ambiental. Doutora em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Professora Adjunta do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental (DESA), Universidade Federal de Minas Gerais. Av. Antônio Carlos, 6627, Escola de Engenharia, Belo Horizonte, MG, Brasil CEP31.270-901. Tel: +55 31 34093677; Fax: +55 31 34091879. mail:camila@desa,ufmg.br.

[2] Graduanda em Engenharia Metalúrgica. Bolsista de Iniciação Científica - DESA, UFMG.

[3] Químico. Doutor em Química. Professor Adjunto do Departamento de Química, ICEx, UFMG.

[4] Engenheira Química. Doutora em Engenharia Ambiental, Professora Associada do DESA, UFMG.

DEGRADAÇÂO DE CORANTES REATIVOS ATRAVÉS DO FENTON MODIFICADO UTILIZANDO RESÍDUO SIDERÚRGICO: REMOÇÃO DE MATÉRIA ORGÂNICA, AROMATICIDADE E H_2O_2 RESIDUAL

1. INTRODUÇÃO

A descoloração e mineralização de corantes é objeto de inúmeros estudos, com intensa utilização do reagente de Fenton, em sistemas homogêneos e heterogêneos, com ou sem radiação de luz ultravioleta (GARCIA-MONTANO *et al.*; LEDAKOWICZ *et al.*, 2000; SEVIMLL & KINACI, 2002; BALI *et al.*, 2004; ASHRAF *et al.*, 2006; LUCAS & PERES, 2006). Óxidos de ferro como a goetita, hematita e magnetita tem sido bastante aplicados na degradação de diferentes compostos, inclusive corantes, servindo como fonte de ferro nos processos denominados Fenton modificado. Nesse tipo de reação Fenton para a maioria das pesquisas, o catalisador é lixiviado dos sólidos para as reações em meio ácido diminuindo o consumo de sais de ferro, além da possibilidade de seu reuso.

A reação de oxidação de corantes azo pode levar à formação de compostos intermediários, como as aminas aromáticas, que são altamente cancerígenas (CICEK *et al.*, 2007). Sendo assim, as pesquisas relacionadas à descoloração de corantes deve, simultaneamente, investigar também a mineralização desses compostos, uma vez que muitos dos subprodutos da degradação dos corantes apresentam-se mais tóxicos que o material de origem (HSUEH *et al.*, 2005).

Tang (2004) menciona que a descoloração de corantes é resultante de ambos os processos de oxidação e coagulação que ocorrem na reação de Fenton. Durante o processo de oxidação, o radical hidroxila pode atacar os substratos orgânicos, como por exemplo, moléculas insaturadas de corante, destruindo o grupo cromóforo da molécula, efetivando a descoloração. Na descoloração dos corantes azo, ocorre o ataque dessas moléculas insaturadas e da ligação azo (N=N) presente no cromóforo, através dos radicais hidroxila gerados através da reação de Fenton (HSUEH *et al.*, 2005).

Hsueh et al. (2005) e Kusic et al. (2007) estudaram a formação de compostos aromáticos intermediários, a partir da clivagem das ligações azo de diversos corantes e observaram que, geralmente, a triazina (um tipo de amina) apresenta maior estabilidade ao ataque do radical hidroxila, quando comparada com os compostos mono e di-benzo e naftóis formados.

A aplicação do PAF como fonte de ferro no processo Fenton modificado para a descoloração do corante Reactive Red 195 foi preliminarmente estudada apresentando 100% de eficiência em pH ácido (AMORIM, 2007). Os resultados indicaram que essa alta eficiência se deve à lixiviação do ferro do resíduo siderúrgico para a solução, que ocorreu de forma crescente e contínua, o que pode ser considerado uma vantagem para o sistema Fenton, além do fato de que, nesse caso, acredita-se na ocorrência conjunta da catálise heterogênea, como relatado por alguns autores (ANDREOZZI *et al.*, 2002; MECOZZI *et al.*, 2006). Entretanto, neste estudo a formação e a remoção dos subprodutos da degradação do corante reativo azo estudado não foram investigadas.

Outro fator importante no estudo das reações Fenton é o peróxido de hidrogênio residual que, por ser um agente oxidante mais fraco que o cromo hexavalente, atua como redutor na reação de oxiredução do cromo (VI) para cromo (III), provocando uma interferência positiva

na determinação da DQO. Além disso, a inativação do peróxido de hidrogênio residual torna-se necessária para cessar a reação de Fenton, uma vez que, enquanto houver ferro e H_2O_2 no sistema, a produção de radical hidroxila tende a continuar, o que pode invalidar resultados de estudos cinéticos, e de remoção de cor e matéria orgânica.

Nesse sentido, o presente trabalho aborda a investigação da redução da carga orgânica e da aromaticidade dos corantes RR195 e RY145, degradados pela reação de Fenton modificado, utilizando o PAF como catalisador em meio ácido, e da metodologia de inativação do peróxido de hidrogênio residual.

2. METODOLOGIA

Nesse trabalho foram utilizados os corantes vermelho reativo 195 (Reactive Red 195 – RR195) e amarelo reativo 145 (Reactive Yelow – RY145), corantes azo da classe reativa, cujas estruturas complexas (FIG. 2.1) e origem sintética dificultam a sua descolorização nos sistemas de tratamento convencionais. Os corantes foram obtidos junto a uma indústria têxtil e utilizados sem nenhum tipo de tratamento prévio.

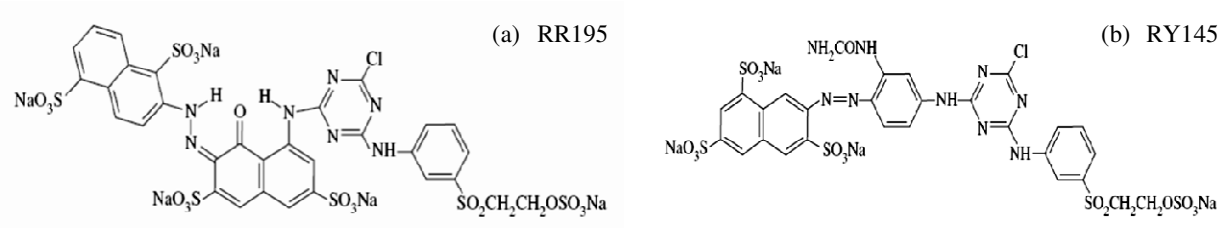


FIGURA 2.1 – (a) Fórmula estrutural do corante vermelho reativo 195 (RR195). **(b)** Fórmula estrutural do corante amarelo reativo 145 (RY145).

As soluções aquosas dos corantes RR195 e RY145 foram preparadas através da dissolução dos corantes, na concentração de 100 mg/L, em água destilada. Os valores do pH das soluções corantes foram controlados e ajustados com NaOH, e H_2SO_4, ambos 1N. Foi utilizado peróxido de hidrogênio P.A. 30 % (m/v), marca Merck. Todos os demais reagentes utilizados eram de pureza analítica.

O catalisador sólido utilizado nas reações heterogêneas foi o pó do desempoeiramento da ala de corrida do alto forno (PAF), utilizado sem qualquer tipo de tratamento prévio, cedido pela Gerdau Açominas. Os valores de área superficial, volume e diâmetro dos poros, foram obtidos em um equipamento Quantachrome Autosorb 1, As medidas foram realizadas utilizando-se nitrogênio (gasoso) com 41 ciclos de adsorção e dessorção. As amostras (c.a. 300 mg) foram desgaseificadas a temperatura de 150 ℃ durante 17 h antes da análise.

As análises de microscopia eletrônica de varredura (MEV), para identificação da morfologia do resíduo testado, e de espectroscopia de energia dispersiva (EDS), para caracterização dos elementos presentes, foram realizadas em um equipamento FEI - QUANTA 200F, canhão FEG, com as amostras fixadas em fita de carbono.

Os difratogramas de raios-X foram obtidos em equipamento Rigaku Geiger-Flex 2037, utilizando radiação de CuK α = 1,54051 Å, e cristal monocromador de grafita, velocidade de varredura de 0,06º 2θ.s-1, tempo de contagem 1s, e intervalo de varredura de 10º até 80º

(2θ).As análises de cor foram determinadas em espectrofotômetro UV- Visível (UV- 1650 PC, Shimadzu), nos comprimento de onda de maior absorbância ($\lambda_{máx}$), sendo encontrado o valor de $\lambda_{máx}$ = 517nm para o corante RR195, e para o corante RY145, $\lambda_{máx}$ = 420 nm.

As análises de H_2O_2 residual foram realizadas através do método iodométrico, que é menos susceptível à interferência de compostos orgânicos. Nesse método a determinação do teor de peróxido de hidrogênio é possível pela reação de oxidação do iodeto a iodo, em meio ácido, na presença de íons molibdato como catalisador. O iodo formado é titulado com solução de tiossulfato, na presença de amido como indicador (KOLTHOFF, 1920).

A remoção da matéria orgânica das soluções corantes foi avaliada pela variação da DQO ao longo do tempo, segundo APHA (2005), e da variação do COT no início e fim dos experimentos, em equipamento TOC-V CPN, Shimadzu. As amostras analisadas por estes dois métodos foram previamente filtradas em membranas GV (durapore) em PVDF com diâmetro do poro de 0,22 μm da marca Milipore (GVWP01300).

Às amostras de DQO (2,4 mL) foram adicionados 0,1 mL de uma solução da enzima catalase (460 mg/L, em tampão fosfato - 0.04M, pH 7; Sigma cat. Nº C9322) de acordo com o método citado por Poole (2004), para eliminação da interferência do peróxido de hidrogênio residual nessa análise e para cessar a reação de Fenton no tempo de coleta da amostra. Da mesma forma, nas amostras de COT (24 mL) adicionou-se 1 mL da solução de enzima catalase descrita acima, o que corresponde, em ambos os casos, a 18,4 mg/L de catalase em cada amostra analisada.

Para as análises de DQO e COT, foram realizados brancos com água destilada e com a solução enzimática (catalase) na mesma dosagem utilizada no teste (18,4 mg/L) determinando-se a DQO e o COT juntamente com as amostras. Os resultados de DQO e COT dos brancos de água destilada e catalase foram deduzidos dos resultados de DQO e COT das amostras.

A reação de Fenton modificado foi conduzida colocando-se 1g/L do resíduo em contato com cada uma das soluções corantes em béqueres de 1 litro, protegidos da luz, no equipamento de Jar-Test, com pH=3, velocidade de agitação igual a 120 rpm, em temperatura ambiente, durante período superior a 30 horas. Após este tempo, a concentração inicial de corante era medida e iniciava-se o Fenton através da adição de peróxido de hidrogênio, nas concentrações de 20, 40, 60, 80 e 100 mg/L, em cada uma das soluções de corante.

Com intuito de validar o método de inativação de peróxido de hidrogênio citado por Poole (2004), foram conduzidos ensaios com diferentes concentrações da enzima catalase, referente à metade da concentração utilizada (9,2 mg/L, 3,68 mg/L, 1,84 mg/L), adicionadas em uma solução com 450 mg/L de peróxido de hidrogênio. O peróxido de hidrogênio residual era medido no início e ao longo do tempo.

Paralelamente foi conduzido outro experimento com intuito de investigar a eliminação da interferência do peróxido de hidrogênio na análise de DQO. Sendo assim, em uma amostra do padrão utilizado para DQO, o hidrogenoftalato de potássio (KHP), na concentração de 600 mgO_2/L, foram adicionados 1.000 mg/L de peróxido de hidrogênio. A reação foi acompanhada ao longo do tempo (máx – 30 min), onde de tempos em tempos eram retiradas alíquotas de 2,4 mL e adicionados 0,1 mL da solução de catalase a 460 mg/L (o que corresponde a 18,4 mg/L de catalase), e medidas as concentrações de DQO. A DQO da solução de KHP a 600 mgO_2/L e da solução de KHP a 600 mgO_2/L mais 1.000 mg/L de H_2O_2 também foram medidas.

A identificação da remoção de aromaticidade das soluções corantes tratadas pelo Fenton modificado foi realizada através de espectrofotometria UV - Visível de varredura utilizando (UV – 1650 PC, Shimadzu). A grande maioria dos compostos aromáticos apresenta um pico de absorção de radiação UV no comprimento de onde de 254 nm. Entretanto, o peróxido de hidrogênio também absorve nesse comprimento de onda. Por esta razão, foi selecionado o comprimento de 280 nm como medida de aromaticidade (UV280) das soluções corantes; situação em que é minimizada uma possível interferência de peróxido de hidrogênio residual (MACHADO, 2007).

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1. Caracterização do resíduo siderúrgico

Os resultados da composição química do PAF são apresentados na TAB. 3.1. De acordo com esses resultados é possível verificar que o material em questão possui uma grande quantidade de ferro e carbono. Há também metais alcalinos e alcalinos terrosos (Ca, Na e K) e compostos derivados de materiais refratários (óxidos de magnésio, manganês e a alumina), utilizados como revestimento do alto-forno e no fechamento do furo de corrida.

TABELA 3.1 – Resultados da caracterização química dos principais componentes do PAF

Constituintes Principais	Composição (%)
FeT	54,2
C	14,0
SiO_2	4,2
CaO	2,3
Al_2O_3	1,2
MnO	0,6
K_2O	0,5
Na_2O	0,5
MgO	0,3
S	0,3
P	0,07
ZnO	0,06
Ni	0,05

A TAB. 3.2 apresenta os resultados da caracterização do PAF.

Parâmetros	Valores
Área BET ($m^2.g^{-1}$)	3
Volume total do poro ($cm^3.g^{-1}$)	$1,1x10^{-3}$
Diâmetro do poro (nm)	13
Tamanho das partículas	99,6% < 75µm
pH pcz	10,0

De acordo com TAB. 3.2, é possível notar que o resíduo utilizado possui uma área superficial relativamente pequena. Trata-se de um pó bastante fino, com predominância de mesoposos, e que possui um ponto de carga zero (pcz) elevado, basicamente devido à quantidade de metais alcalinos presente.

Os difratogamas de raios-X mostrados na FIG. 3.1 confirmam a elevada presença de óxidos de ferro no PAF.

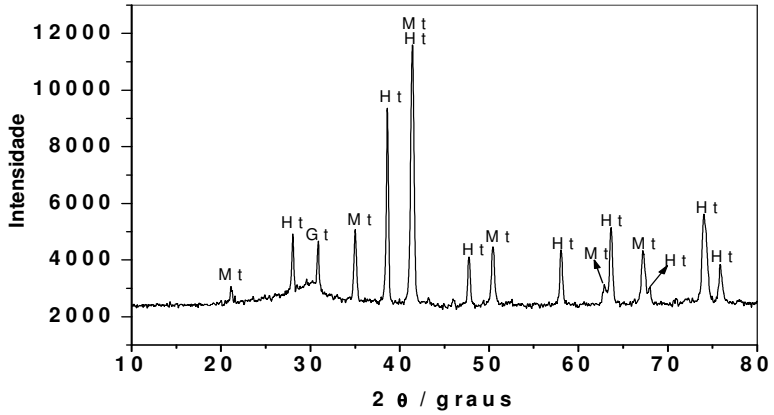


FIGURA 3.1 – Análise de difração de raios-X (DRX) do PAF

Nota-se a presença de hematita (2θ em 28,2; 38,8; 41,8; 48,0; 58,3; 63,9; 74,0; 76,2°) e uma fase cúbica espinélio devido à presença de magnetita e maghemita (2θ em 20,8; 35,3; 40,9; 42,7; 50,03; 62,4; 66,4; 73,3°). Há ainda um sinal em 30,8° (2θ) relacionado com a presença de grafite.

A FIG. 3.2 mostra as micrografias obtidas por MEV com os respectivos espectros obtidos por EDS, para a amostra de PAF.

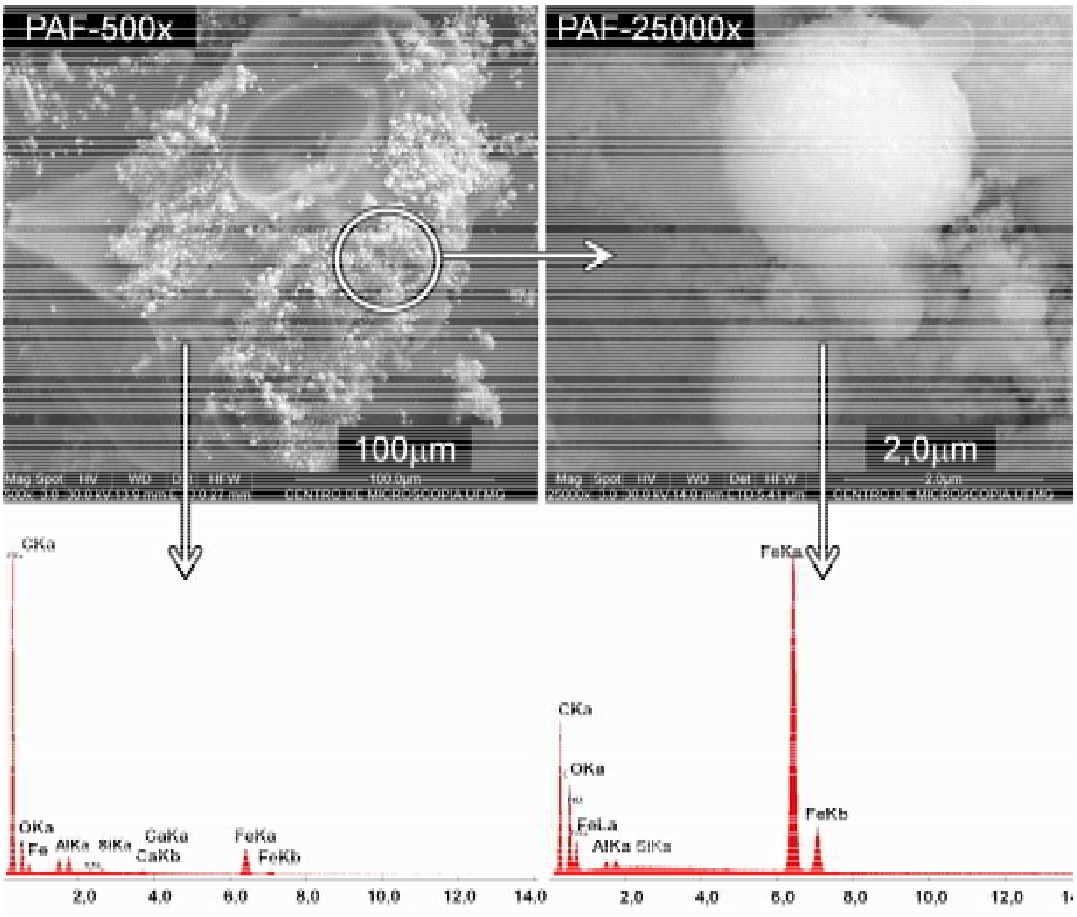


FIGURA 3.2 –MEV e espectros de EDS para o PAF antes da redução controlada.

Nessa figura é possível identificar partículas irregulares com dimensões variadas da ordem de 50 a 100 µm, contendo basicamente carbono em sua composição, devido à presença dos finos de coque, com traços de Ca, Si, Al, Fe e O, identificados por EDS. Há ainda muitas partículas com feições bem delimitadas de formato esférico e diâmetro variando entre 1 a 17 µm, apresentando predominância de Fe e O em sua composição, além de Si e Al, identificados por EDS.

3.2. Destruição do peróxido de hidrogênio residual

A FIG. 3.3 mostra as concentrações de peróxido residual ao longo do tempo para o tratamento com diferentes dosagens da enzima catalase (9,2 mg/L, 3,68 mg/L e 1,84 mg/L), para uma concentração inicial de H_2O_2 de 450 mg/L.

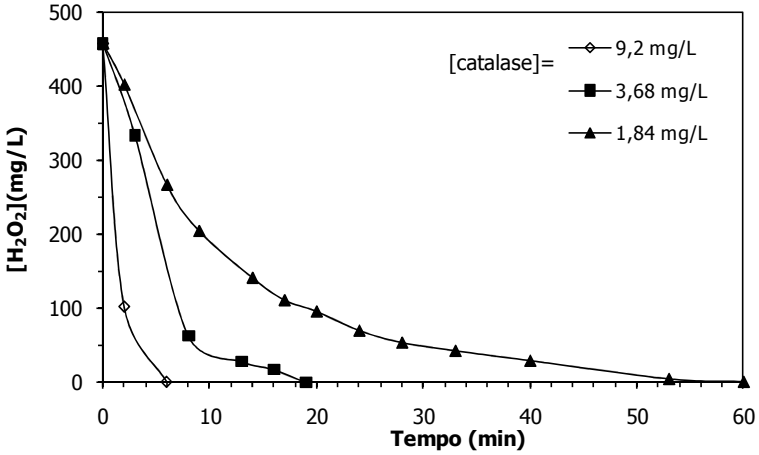


FIGURA 3.3 - Efeito da concentração da enzima catalase na destruição de peróxido de hidrogênio residual.

Na FIG. 3.3 foi constatado que mesmo utilizando-se a metade da concentração proposta por (POOLE, 2004) (9,2 mg/L), o tratamento com a enzima catalase mostrou-se eficiente com apenas 7 minutos de reação, removendo todo o peróxido de hidrogênio presente na solução. Isso nos leva a concluir que a dosagem de 18,4 mg/L utilizada para inativar o H_2O_2 é mais que suficiente, mesmo em se tratando de concentrações da ordem de 450 mg/L, possibilitando a remoção do H_2O_2 em poucos minutos. A FIG. 3.3 mostra ainda que menores concentrações da enzima catalase podem ser ministradas quando menores concentrações iniciais de peróxido de hidrogênio forem utilizadas. È importante ressaltar que o excesso de enzima catalase garante a inativação quase que imediata (aproximadamente 1 minuto) do peróxido de hidrogênio, o que é de grande importância nos estudos cinéticos das reações de Fenton.

A FIG. 3.4 ilustra os valores de DQO das amostras de uma solução de hidrogenoftalato de potássio (KHP, DQO de 600 mgO_2/L), uma solução de KHP 600 mgO_2/L em presença de 1.000 mg/L e da amostra de uma solução de KHP 600 mgO_2/L em presença de 1.000mg/L de peróxido de hidrogênio e 18,4 mg/L de catalase.

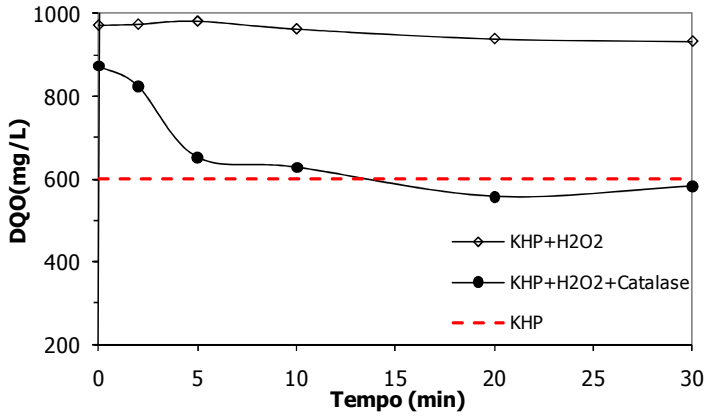


FIGURA 3.4 - Remoção de DQO através da utilização da enzima catalase (concentração do padrão de hidrogenoftalato de potássio (KHP): 600 mg/L; concentração da catalase 18,4 mg/L; concentração inicial de peróxido de hidrogênio: 1000 mg/L.

A FIG. 3.4 mostra que em aproximadamente 10 minutos praticamente todo o peróxido de hidrogênio é degradado pela catalase, levando a uma DQO bem próxima ao valor teórico de 600 mgO_2/L do KHP. Ainda de acordo com esses resultados, é possível visualizar que para as amostras não tratadas com catalase (KHP + H_2O_2) a DQO dessa solução apresentou-se bastante superior ao valor teórico do KHP (600 mgO_2/L), alcançando quase 1.000 mg/L, evidenciando a interferência das altas concentrações de peróxido de hidrogênio na análise de DQO.

3.3. Fenton modificado: remoção de cor

A FIG. 3.5 mostra os resultados da remoção de cor para o tratamento com Fenton utilizando o PAF (1 g/L) em pH = 3,0, após 30 horas de adsorção e concentração de H_2O_2 de 100 mg/L e soluções corante RR195 e RY145 na concentração de 100 mg/L cada.

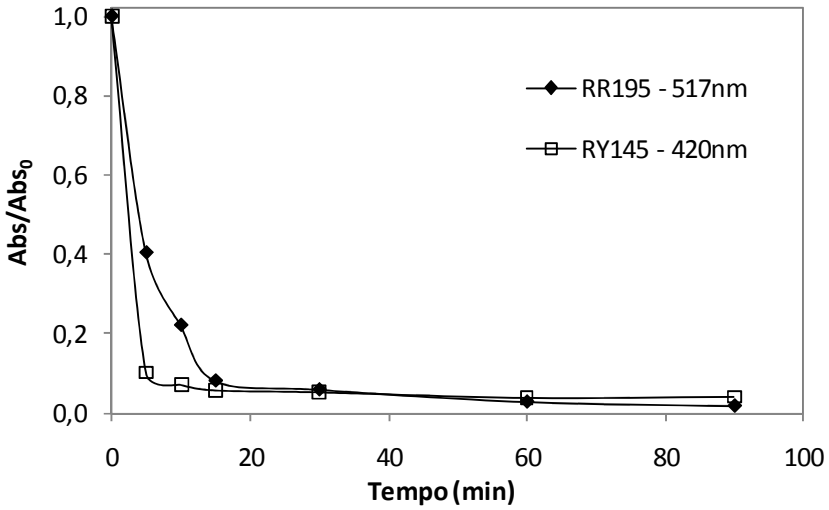


FIGURA 3.5 – Descoloração das soluções corantes RR195 e RY 145 através do Fenton utilizando o PAF como catalisador em meio ácido. Condições experimentais: concentração da solução corante: 100mg/L; dosagem do resíduo: 1g/L; concentrações de peróxido de hidrogênio 100mg/L; tempo de adsorção: 30 horas; concentração de ferro total solúvel: 14mg/L; temperatura: 25 °C $\pm$ 1; agitação: 120rpm; pH: 3,0.

De acordo com essa figura o tratamento com Fenton utilizando o PAF em meio ácido foi capaz de remover praticamente 100% da cor das duas soluções corantes testadas, confirmando os resultados anteriores.

3.4. Fenton modificado: remoção de DQO

A remoção da matéria orgânica pode ser observada através da variação da DQO ao longo da reação de Fenton, utilizando o PAF em meio ácido, para a descoloração da solução corante RR195 (FIG. 3.6).

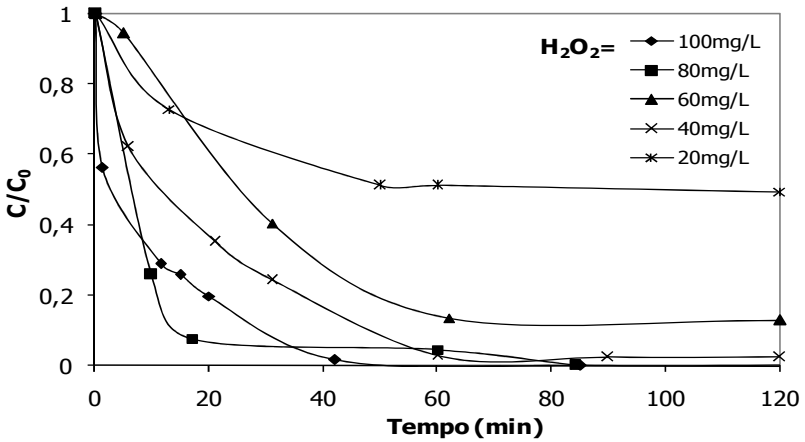


FIGURA 3.6 - Efeito da concentração de peróxido de hidrogênio na remoção de DQO da solução do corante RR195, através da reação de Fenton. Condições experimentais: concentração da solução corante: 100mg/L; dosagem do resíduo: 1g/L; concentrações de peróxido de hidrogênio: de 20 a 100mg/L; tempo de adsorção: 31 horas; concentração de ferro total solúvel: 14mg/L; temperatura: 25 ℃ + 1; agitação: 120rpm; pH: 3,0.

Na FIG. 3.6, observa-se que houve degradação da matéria orgânica durante a reação de Fenton com PAF como catalisador em pH ácido. Nas concentrações acima de 60mg/L de peróxido de hidrogênio, conseguiu-se mais que 70% de remoção de DQO, em apenas 40 minutos de reação, sendo que, para a concentração de 100 mg/L de H_2O_2, após 40 minutos de reação, observou-se a completa remoção da DQO, o que pode indicar a mineralização do corante RR195.

3.5. Fenton modificado: remoção de COT

A FIG. 3.7 mostra as eficiências de remoção de cor e COT das soluções dos corantes RR195 e RY145, através do tratamento com Fenton utilizando o PAF como fonte de ferro, em pH = 3,0, durante 120 minutos de reação.

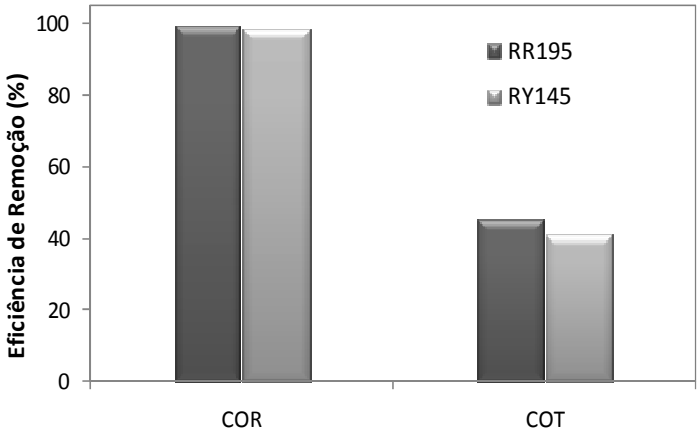


FIGURA 3.7 – Eficiências de remoção de cor e COT das soluções corantes RR195 e RY145, através do Fenton utilizando o PAF como catalisador em pH = 3,0, após 120 minutos de reação.

Nessa figura é possível visualizar a remoção de praticamente 100 % da cor para os dois corantes em estudo e de cerca de 40 % de remoção de COT.

3.6. Fenton modificado: Remoção da aromaticidade

A FIG. 3.8 e FIG 3.9 apresentam os espectros de absorção, nos comprimentos de onda de 200 a 800 nm, dos corantes RR195 e RY 145, respectivamente, submetidos ao tratamento com Fenton utilizando o PAF como catalisador, em meio ácido. As figuras apresentam ainda em detalhe a variação da concentração dos corantes ao longo do tempo medidos no comprimento de onda 517nm e 420nm, respectivamente.

Através dos resultados apresentados (FIG. 3.8 e 3.9) é possível constatar que, durante a reação de descoloração pelo Fenton utilizando o PAF em meio ácido, as absorções nos comprimentos de onda de 254 e 280 nm desaparecem gradativamente, sugerindo uma possível degradação dos anéis aromáticos presentes no corante.

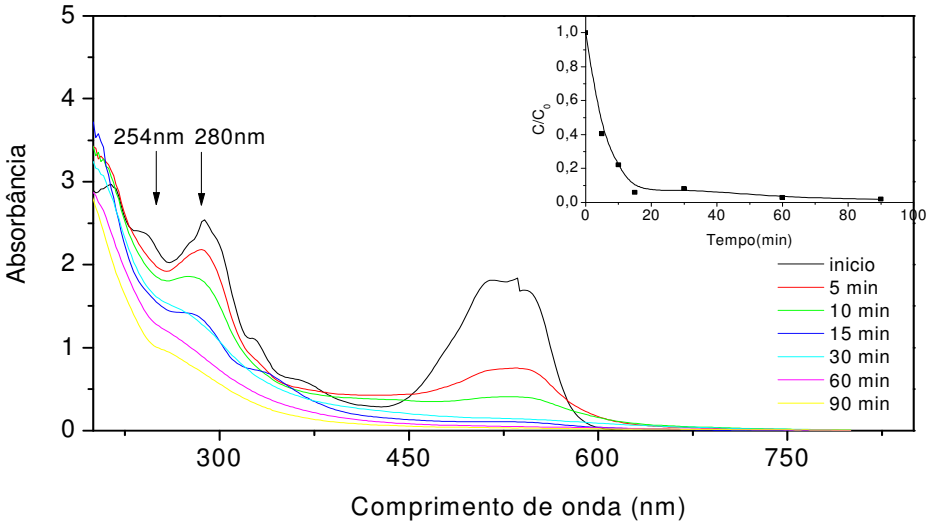


FIGURA 3.8 – Espectros de absorção do corante RR195 submetido ao tratamento com Fenton modificado utilizando o PAF como catalisador. Detalhe para a remoção da concentração do corante ao longo do tempo.

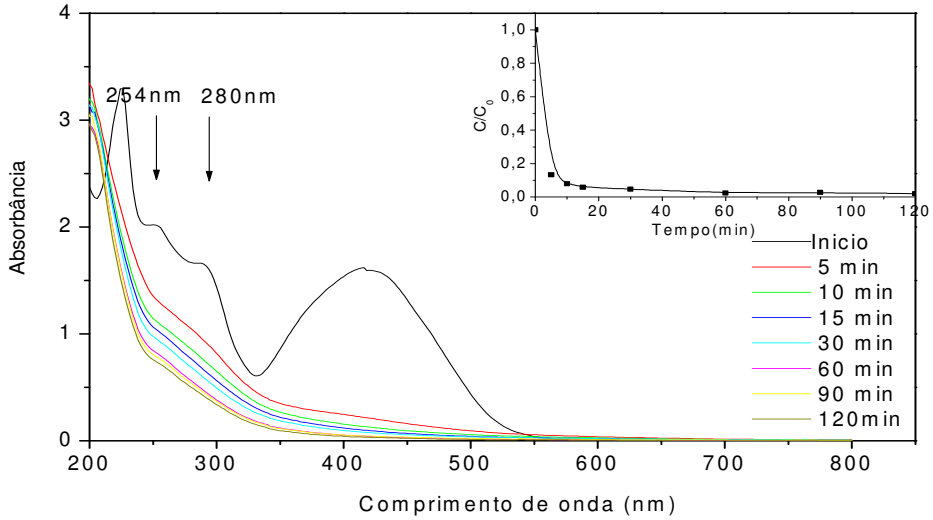


FIGURA 3.9 – Espectros de absorção do corante RY145 submetido ao tratamento com Fenton modificado utilizando o PAF como catalisador. Detalhe para a remoção da concentração do corante ao longo do tempo.

4. CONCLUSÃO

A utilização do resíduo siderúrgico PAF como catalisador, em meio ácido, no processo Fenton modificado para degradação dos corantes azo RR195 e RY145 foi considerada satisfatória e promissora. As análises de caracterização do resíduo indicaram que o PAF é composto basicamente por hematita e magnetita, com feições morfológicas de partículas de ferro esféricas e de carbono em sua composição, apresentando área superficial relativamente baixa. A efetividade da enzima catalase para eliminação da interferência do H_2O_2 residual foi comprovada o que representa um potencial de utilização dessa solução enzimática para cessar as reações Fenton, e para realização das análises de DQO. A descoloração dos corantes RR195 e RY145 através da reação de Fenton utilizando o PAF em meio ácido alcançou 100 % de eficiência em 90 minutos de reação. A degradação da matéria orgânica das soluções corantes RR195 e RY145, obtida pela utilização do PAF como catalisador na reação de Fenton modificado, em pH = 3,0, apresentou resultados bastante eficientes, alcançando 100% de remoção de DQO e 40% de remoção de COT. Os espectros de absorção dos corantes RR195 e RY145 mostraram a redução dos compostos aromáticos, medidos em 254 nm e 280 nm. Esses resultados indicam que essa eficiência na degradação se deve, provavelmente, à lixiviação do ferro do resíduo siderúrgico para a solução, que ocorreu de forma crescente e contínua, o que pode ser considerado uma vantagem para o sistema Fenton, além do fato de que, nesse caso, acredita-se na ocorrência conjunta da catálise heterogênea, como relatado por alguns autores.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a FAPEMIG (TEC 1123/06) e a CAPES (PROCAD 0064/05-0) pelo apoio financeiro, e ao CNPQ pela bolsa de pesquisa.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMORIM, C. C. D. (2007). Avaliação do Uso de Resíduo Siderúrgico na Descolorização de Efluentes Têxteis Através de Processos Oxidativos Avançados. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental. Programa de Pós-graduação em Sanemento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Belo Horizonte, Universidade Federal de Minas Gerais. **Dissertação de Mestrado:** 96.

ANDREOZZI, R.; D'APUZZO, A. and MAROTTA, R. (2002). "Oxidation of aromatic substrates in water/goethite slurry by means of hydrogen peroxide." Water Research **36**(19): 4691-4698.

APHA (2005). Standard Methods for the examination of Water and Wastewater. Washington, DC.

ASHRAF, S. S.; RAUF, M. A. and ALHADRAMI, S. (2006). "Degradation of Methyl Red using Fenton's reagent and the effect of various salts." Dyes and Pigments **69**(1-2): 74-78.

BALI, U.; CATALKAYA, E. and SENGUL, F. (2004). "Photodegradation of Reactive Black 5, Direct Red 28 and Direct Yellow 12 using UV, UV/H2O2 and UV/H2O2/Fe2+: a comparative study." Journal of Hazardous Materials **114**(1-3): 159-166.

CICEK, F.; OZER, D.; OZER, A. and OZER, A. (2007). "Low cost removal of reactive dyes using wheat bran." Journal of Hazardous Materials **146**(1-2): 408-416.

GARCIA-MONTANO, J.; TORRADES, F.; GARCIA-HORTAL, J. A.; DOMENECH, X. and PERAL, J. "Degradation of Procion Red H-E7B reactive dye by coupling a photo-Fenton system with a sequencing batch reactor." Journal of Hazardous Materials **In Press, Corrected Proof**.

HSUEH, C. L.; HUANG, Y. H.; WANG, C. C. and CHEN, C. Y. (2005). "Degradation of azo dyes using low iron concentration of Fenton and Fenton-like system." Chemosphere **58**(10): 1409-1414.

KOLTHOFF, I. M. Chem. Weekblad, 17:197, 1920.

KUSIC, H.; LONCARIC BOZIC, A. and KOPRIVANAC, N. (2007). "Fenton type processes for minimization of organic content in coloured wastewaters: Part I: Processes optimization." Dyes and Pigments **74**(2): 380-387.

LEDAKOWICZ, S.; MACIEJEWSKA, R.; GEBICKA, L. and PERKOWSKI, J. (2000). "Kinetics of the decolorization by Fenton's reagent." Ozone-Science & Engineering **22**(2): 195-205.

LUCAS, M. S. and PERES, J. A. (2006). "Decolorization of the azo dye Reactive Black 5 by Fenton and photo-Fenton oxidation." Dyes and Pigments **71**(3): 236-244.

MACHADO, L. L. (2007). Utilização de Compósito Carvão/Fe_2O_3 e Pirita como Catalisador da Peroxidação de Efluentes Têxteis. Departamento de Engenharia Química e de Alimentos. Florianópolis - SC, Universidade Federal de Santa Catarina. **Dissertação de Mestrado:** 148.

MECOZZI, R.; DI PALMA, L.; PILONE, D. and CERBONI, L. (2006). "Use of EAF dust as heterogeneous catalyst in Fenton oxidation of PCP contaminated wastewaters." Journal of Hazardous Materials **137**(2): 886-892.

PINHEIRO, H. M.; TOURAUD, E. and THOMAS, O. (2004). "Aromatic amines from azo dye reduction: status review with emphasis on direct UV spectrophotometric detection in textile industry wastewaters." Dyes and Pigments **61**(2): 121-139.

POOLE, A. J. (2004). "Treatment of biorefractory organic compounds in wool scour effluent by hydroxyl radical oxidation." Water Research **38**(14-15): 3458-3464.

SEVIMLL, M. F. and KINACI, C. (2002). "Decolorization of textile wastewater by ozonation and Fenton's process." Water Science and Technology **45**(12): 279-286.

TANG, W. Z. (2004). Physicochemical treatment of hazardous wastes. CRC Press.

DEGRADAÇÃO DE IVERMECTINA POR FENTON E FOTO-FENTON

Sandra M. DAL BOSCO (1); Milena G. MANIERO (2); Susanne RATH (3); José R. GUIMARÃES (4)

Palavras-chave: degradação, ivermectina, foto-Fenton, reagente de Fenton

RESUMO

No presente trabalho foi realizada uma avaliação da degradação da ivermectina, um fármaco de uso veterinário, em solução aquosa por reagente de Fenton ($Fe^{2+}/H_2O_2/H^+$) e foto-Fenton ($Fe^{2+}/H_2O_2/H^+/UV$). Em relação ao reagente de Fenton, com um aumento na concentração de Fe^{2+} de 0,25 para 1,0 mmol L^{-1} e H_2O_2 de 5,0 mml L^{-1}, houve um aumento na eficiência de degradação de 15 para 90 % em 600 segundos de ensaio. Enquanto que o processo foto-Fenton resultou em 99 % (600 s e dose de 3076 mJ/cm^2 de UV) em várias concentrações de Fe^{2+} (0,25 a 1,0 mmol L^{-1}) e H_2O_2 (0,5 a 10 mml L^{-1}) empregadas. No dois processos, as maiores taxas de degradação foram nos 60 segundos iniciais (dose de 307 mJ/cm^2 de UV). O monitoramento do composto alvo foi realizado por cromatografia a liquído de alta eficiência e espectrofotometria na região do UV-visível. Ambos os procedimentos analíticos revelaram uma alta eficiência dos processos oxidativos avançados, diminuição da concentração e modificação da estrutura do fármaco ao longo do tempo de ensaio.

.

1. INTRODUÇÃO

Os fármacos são motivo de grande preocupação ambiental pois, geralmente, apresentam característica lipofílica e baixa biodegradabilidade (Christensen, 1998), o que

(1) Doutoranda, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas — Caixa Postal 6021, CEP 13083-852 – Campinas, SP, Brasil, e-mail: sandrabosco@yahoo.com.br

(2) Pós-doutoranda, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas – Caixa Postal 6021, CEP 13083-852 – Campinas, SP, Brasil, e-mail: milenagm@fec.unicamp.br

(3) Livre docente, Instituto de Química, Universidade Estadual de Campinas – Caixa Postal 6154, CEP 13083-862 – Campinas, SP, Brasil, e-mail: raths@iqm.unicamp.br

(4) Livre docente, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas – Caixa Postal 6021, CEP 13083-852 – Campinas, SP, Brasil, e-mail: jorober@fec.unicamp.br

resulta em elevada persistência no ambiente e toxicidade aos microorganismos mais importantes no processo de biodegradação, que são as bacterias. A presença de fármacos em fezes de gado e no solo é considerado um importante indicador de impacto ecológico (Jiang *et al*., 2008).

A ivermectina é um fármaco de uso, principalmente veterinário, altamente persistente em sedimentos e solos e, representa riscos aos organismos que habitam esses locais (Davies *et al.*, 1998). É uma droga antiparasitária, da família das avermectinas, utilizada no tratamento e prevenção de parasitas internos e externos de diversos animais como gatos, cachorros, cavalos, gado, carneiros, suínos (Iglesias *et al.*, 2006; Kitzman *et al*., 2006). Em humanos, sua principal aplicação é no controle da filaríase (Kitzman *et al*., 2006). Atualmente, a ivermectina é a droga antiparasitária mais empregada em todo o mundo.

Após sua administração, cerca de 90 % da ivermectina é excretada do organismo, sem ser metabolizada, pelas fezes, e uma pequena parte pelo leite e pela urina, provocando alterações nos organismos invertebrados que participam da degradação fecal (Jiang *et al*., 2008; Iglesias *et al.*, 2006). Mougin *et al.* (2004) verificaram que a ivermectina presente nas fezes excretadas pelo gado pode permanecer no solo por longo período de tempo.

Os processos oxidativos avançados (POA) têm despertado grande interesse da comunidade científica uma vez que trata-se de tecnologias eficientes na degradação e remoção de compostos orgânicos tóxicos e recalcitrantes, sendo freqüentemente empregados no tratamento de substâncias orgânicas de difícil degradação, muitas vezes em baixas concentrações. Esses processos caracterizam-se, entre outros fatores, por apresentarem elevada velocidade de reação, podendo subsidiar ou substituir processos convencionais que não satisfaçam às exigências de limites de tempo.

Os processos oxidativos avançados se caracterizam pela geração do radical hidroxila (OH•) a partir de diferentes meios reacionais. Estes radical apresenta reatividade extremamente elevada e baixa seletividade, reagindo com a maior parte das moléculas orgânicas e inorgânicas que resultam, após diversas reações intermediárias, em CO_2, H_2O e sais inorgânicos inorgânicos (Legrini *et al.*, 1993).

Diversos estudos têm sido realizados com a finalidade de compreender o comportamento da ivermectina no meio ambiente e de desenvolver técnicas analíticas capazes de determina-lá nas diversas matrizes ambientais, biológicas e em formulações farmacêuticas, porém, trabalhos que visem a sua degradação são ainda escassos.

Neste estudo foi avaliada a degradação da ivermectina em solução aquosa por dois POA: reagente de Fenton e foto-Fenton, variando-se o tempo de reação e as concentrações de peróxido de hidrogênio (H_2O_2) e do catalisador, íon ferroso (Fe^{2+}).

2. MATERIAL E MÉTODO

2.1 Reagentes e soluções

O sulfato ferroso (heptahidratado) e o peróxido de hidrogênio (H_2O_2), na concentração de 30 % (v/v), foram adquiridos da Synth (Brasil). O H_2O_2 foi estocado sob refrigeração . O padrão primário de ivermectina foi adquirido da Sigma-Aldrich (EUA).

Uma solução estoque de ivermectina na concentração de 500 mg L^{-1} foi preparada a partir da pesagem de massa adequada do padrão primário de ivermectina em metanol. A solução foi armazenada em frasco âmbar, a - 10 ºC.

As soluções de trabalho de ivermectina foram preparadas em água na concentração de 500 µg L^{-1}, a partir da adição de volume apropriado da solução estoque.

Todas as soluções aquosas utilizadas foram preparadas com água deionizada purificada em sistema Milli-Q, Academic (Millipore, EUA).

2.2 Prodecimento experimental

Os testes de degradação da ivermectina em solução aquosa foram realizados utilizando-se de um reator (foto)químico. O mesmo possuía uma lâmpada germicida (15 W, λ_{max} = 254 nm) disposta dentro de um tubo de quartzo (comprimento de 61,0 cm e largura de 4,6 cm), que era inserido concentricamente em um tubo de vidro de borossilicato (comprimento de 57,0 cm e largura de 8,0 cm). O volume de solução de ivermectina era de 1 L e a lâmina de solução dentro do reator apresentava uma espessura de aproximadamente 1,5 cm. Durante os ensaios, foi utilizado um agitador magnético para promover a homogeneização da solução.

A solução de ivermectina foi amostrada em diferentes intervalos de tempo de ensaio, concentrada por extração em fase sólida (cartuchos OASIS, 500 mg, Waters, EUA), realizada com o auxílio de um manifold (Agilent, EUA) e uma bomba de vácuo modelo 121 (Prismate, Brasil). A eluição foi realizada com 4 mL de metanol. A ivermectina em solução antes e após os ensaios de degradação foi determinada por cromatografia líquida de alta eficiência (CLAE), utilizando-se um sistema de bombeamento unitário modelo 510 (Waters, EUA), injetor modelo 7725 (Rheodyne, EUA), detector de UV com comprimento de onda variável modelo 486 (Waters, EUA), amostrador de 20 µL, coluna cromatográfica XBridge RP18, 250 mm × 4,6 mm, 5 µm (Waters, EUA) e coluna de guarda 4,6 × 20 mm (Waters, EUA). Para a aquisição de dados foi utilizado um integrador modelo 746 (Waters, EUA), com fase móvel composta de metanol e água (90:10, v/v) a vazão de 1,0 mL min^{-1}. A degradação do fármaco também foi monitorada por espectrofotometria, realizando uma varredura na região do UV-Visível, em um espectrofotômetro UV-1601 PC (Shimadzu, Japão).

A dose de radiação empregada nos ensaios de degradação do fármaco foi calculada a partir da intensidade da radiação emitida pela lâmpada a ser obtida por um radiômetro 9811 (Cole Parmer, EUA) em 254 nm.

2.3 Ensaios de Degradação

Todos os ensaios de degradação do fármaco foram realizados com 1,0 litro de solução de ivermectina em água Milli-Q na concentração de 500 µg L^{-1}. A obtenção das soluções nessa concentração ocorreu da seguinte forma: a partir de um padrão primário de ivermectina (Sigma), foi preparada uma solução padrão estoque de ivermectina em metanol na concentração de 500 mg L^{-1}. Uma alíquota de 1,0 mL da solução estoque foi utilizada para preparar 1,0 L da solução de ivermectina em água (500 µg L^{-1}) para os testes de

degradação. A solução estoque foi armazenada em frasco âmbar, a –10 ºC. As soluções utilizadas nos ensaios de degradação foram preparadas imediatamente antes dos ensaios.

Os testes foram realizados em meio ácido (pH = 3,0) utilizando diferentes intervalos de tempo de reação (0 a 600 segundos) e diversas concentrações de peróxido de hidrogênio (0,25 a 10 mmol L^{-1}) e de íon ferroso (0,25 a 1,0 mmol L^{-1}).

2.4 Varreduras de UV-visível

O método empregado na preparação das amostras para obtenção das varreduras na região do UV-Visível foi o mesmo utilizado para quantificação do fármaco por cromatografia. Com esse método, foi possível obter as varreduras das soluções iniciais e das degradadas em um espectrofotômetro de UV-visível (UV-1601 PC - Shimadzu).

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 O processo reagente de Fenton

No processo no qual foi utilizado o reagente de Fenton, os íons ferrosos e o peróxido de hidrogênio são os dois principais reagentes químicos e são responsáveis pelo custo e pela eficiência do tratamento. O clássico mecanismo do reagente de Fenton prevê que o peróxido de hidrogênio é reduzido pelo íon metálico com a geração do radical hidroxila livre (Equação 1). Entretando, o H_2O_2 em excesso pode prejudicar a eficiência do processo, pois pode atuar como sequestrador do radical hidroxila, formando o radical hidroperoxila, $HO_2^{\bullet}$, (Equação 2), que apresenta um potencial de redução (Eo = 1,42 V) menor do que o do radical hidroxila, $^{\bullet}OH$ (Eo = 2,80 V) (Nogueira *et al.*, 2007).

$$Fe^{2+} + H_2O_2 \rightarrow Fe^{3+} + {}^{\bullet}OH + OH^{-} \quad (1)$$

$$H_2O_2 + {\bullet}OH \rightarrow HO_2^{\bullet} + H_2O \quad (2)$$

Da mesma forma, o íon ferroso em excesso pode também prejudicar a eficiência do processo, pois pode reagir diretamente com o radical hidroxila (Equação 3), impedindo que este degrade o composto de interesse presente no meio reacional (Elmolla e Chaudhuri, 2009).

$$Fe^{+2} + {}^{\bullet}OH \rightarrow Fe^{+3} + O \quad (3)$$

Dessa forma, ao utilizar o reagente de Fenton, torna-se importantíssimo a verificação da influência da concentração de cada um dos reagentes (H_2O_2 ou Fe^{2+}) no processo de degradação.

3.1.1 Influência da concentração de H_2O_2 no processo reagente de Fenton

Analisando-se os dados da Figura 1, verifica-se que o aumento da concentração inicial de peróxido de hidrogênio teve um efeito adverso na eficiência de degradação, ou seja, mantendo-se a concentração de íon ferroso constante e aumentando a concentração do oxidante, os níveis máximos de oxidação da ivermectina sofreram uma diminuição.

A degradação máxima atingida foi de aproximadamente 40 % da ivermectina presente em solução nos ensaios que empregaram as menores concentrações de reagentes, ou seja, 0,25 mmol L^{-1} de Fe^{2+} com 0,5 mmol L^{-1} de H_2O_2 e 0,5 mmol L^{-1} de Fe^{2+} com 1,0 mmol L^{-1} de H_2O_2.

A menor degradação da ivermectina, quando empregadas maiores concentrações de peróxido de hidrogênio, pode ser conseqüência do excesso de oxidante no meio, que passa a atuar como capturadores de radicais hidroxila, conforme reportado também por Catalkaya e Kargi (2009).

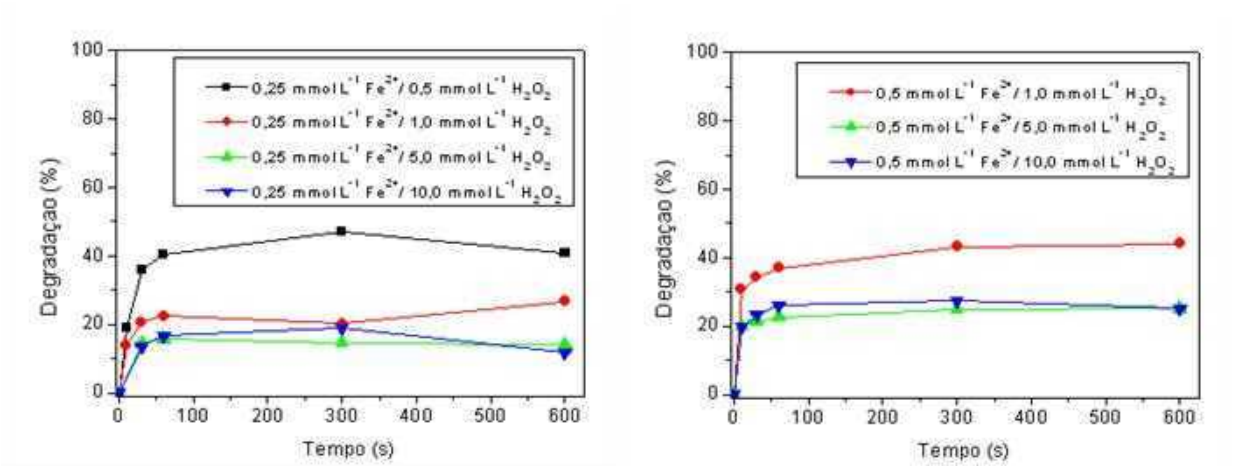


Figura 1. Degradação de ivermectina por reagente de Fenton para concentrações variáveis de íon Fe^{+2} e de H_2O_2.

3.1.2 Influência da Concentração de Fe^{+2} no processo reagente de Fenton

Os resultados da influência da concentração de Fe+2 no processo reagente de Fenton são apresentados na Figura 2.

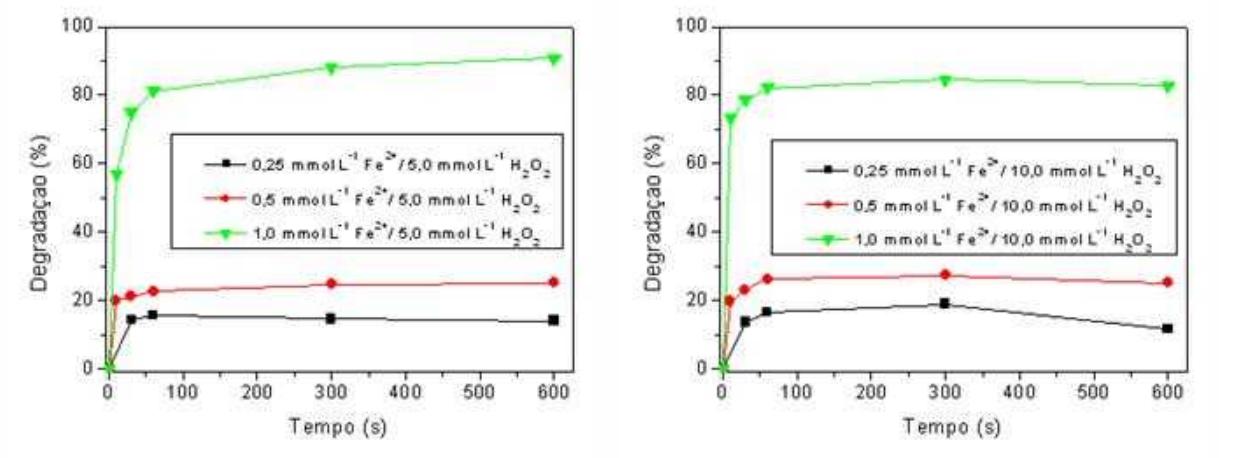


Figura 2. Degradação de ivermectina por reagente de Fenton para concentrações variáveis de íon Fe^{+2} e de H_2O_2.

A partir dos resultados obtidos, verifica-se que ao aumentar a concentração do íon ferroso de 0,25 até 1,0 mmol L^{-1}, mantendo-se a concentração do oxidante em 5,0 mmol L^{-1}, o incremento no teor do catalisador, Fe^{+2}, produziu um efeito significativo na degradação da ivermectina, intensificando a oxidação desse fármaco de 20 % para aproximadamente 80 % nas duas concentrações de H_2O_2 avaliadas (5,0 e 10,0 mmol L^{-1}).

Elmolla e Chaudhuri (2009), ao avaliar a degradação da amoxicilina, ampicilina e cloxacilina em solução aquosa pelo mesmo processo, ou seja, reagente de Fenton, observaram a máxima degradação dos fármacos em 2 minutos de reação. Nos resultados apresentados nas Figuras 1 e 2, oberva-se que, em todos os ensaios realizados, a velocidade máxima de degradação ocorreu nos 60 segundos iniciais (dose de radiação de 307 mJ/cm^2), mantendo constante, e muito baixa, a taxa após esse tempo. Ficou demonstrando que por esse processo há uma elevada velocidade de degradação da ivermectina em solução aquosa logo no início da reação e, provavelmente, os intermediários são recalcitrantes ao POA utilizado.

3.2 O processo foto-Fenton

O processo foto-Fenton é basicamente o reagente de Fenton mediado por luz ultravioleta. Nesse processo, pode haver uma aumento da eficiência pelo próprio efeito da irradiação ultravioleta na ativação ou clivagem de ligações, pela fotoperoxidação e pela fotorredução do íons férricos. A irradiação promove a redução do Fe^{3+} (gerado na hidrólise) a Fe^{2+} e a formação do radical hidroxila (Equações 4 e 5) (Papic *et al.*, 2009). O peróxido de hidrogênio presente no meio reage com o Fe^{2+} formado e a reação de Fenton prossegue.

$$Fe^{3+} + H_2O \rightarrow FeOH^{2+} + H^+ \quad (4)$$

$$FeOH^{2+} + hv \rightarrow Fe^{2+} + \bullet OH \quad (5)$$

3.2.1 Influência da concentração de H_2O_2 no processo foto-Fenton

Os resultados obtidos são apresentados na Figura 3.

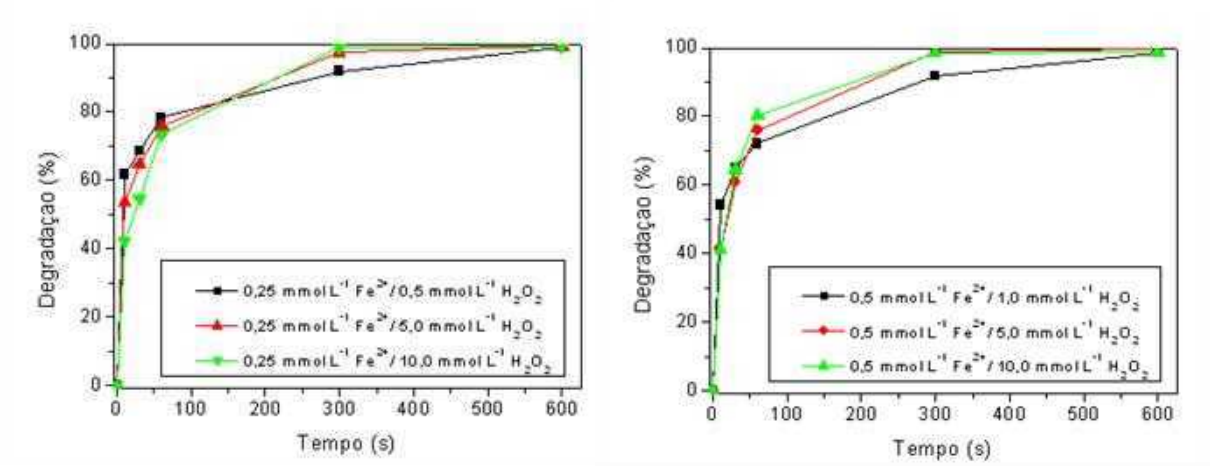


Figura 3. Degradação de ivermectina pelo processo foto-Fenton variando-se as concentrações do oxidante, H_2O_2, e do catalisador, Fe^{+2}.

A partir dos dados apresentados na Figura 3 pode-se verificar que, para o processo foto-Fenton, as variações nas concentrações do oxidante não demonstraram influência significativa no processo de degradação. Porém, deve-se salientar que, independentemente da concentração de peróxido de hidrogênio empregada, o fármaco foi rapidamente oxidado, sendo mais de 80 % removido nos primeiros 60 segundos de reação (dose de radiação UV de 307 mJ/cm^2), e atingindo a completa degradação ao final dos 600 segundos de ensaio (dose de radiação UV de 3076 mJ/cm^2).

A exemplo dos resultados obtidos com o reagente de Fenton, os sessenta segundos iniciais foram também os que apresentaram maior velocidade de degradação do fármaco.

3.2.2 Influência da Concentração de Fe^{+2} no processo foto-Fenton

Observa-se, na Figura 4, que o incremento da concentração de Fe^{+2} resultou num pequeno aumento na eficiência de degradação da ivermectina. Com o aumento do tempo de irradiação, a porcentagem de degradação da ivermectina tende a se igualar independentemente das condições experimentais. Isto indica que a maior influência do Fe^{2+} se dá sobre a velocidade inicial de reação (até 300 s) e não sobre o grau de degradação do fármaco após o referido tempo de ensaio.

Esses resultados estão de acordo com o trabalho de Zapata *et al.* (2009), que reportaram um leve aumento na velocidade de degradação de uma mistura de cinco pesticidas (oxamil, metomil, dimetoato, imidaclopride e pirimetanil) em água com o aumento da concentração de íon ferroso, durante a oxidação por foto-Fenton.

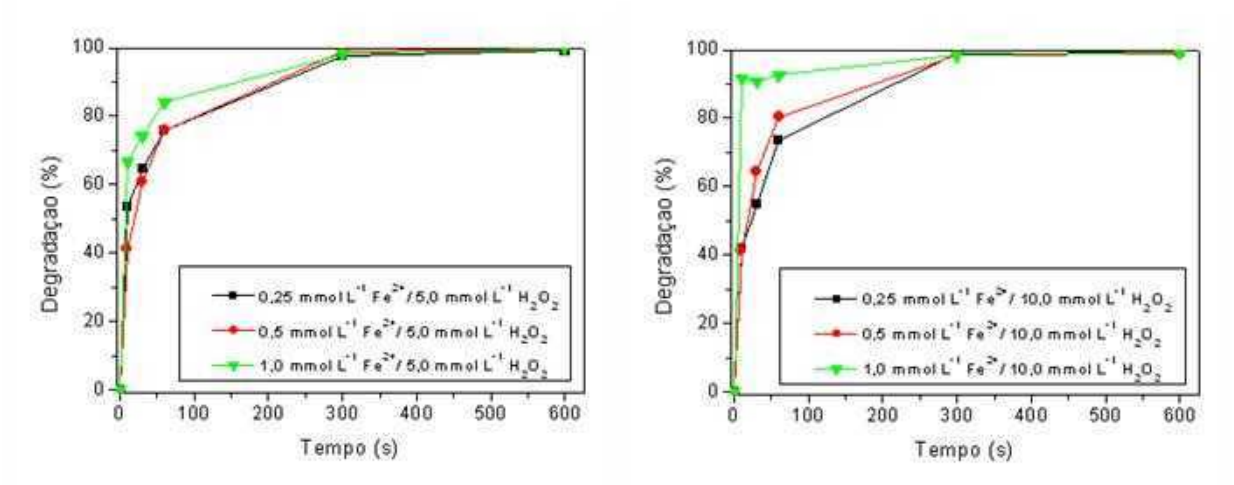


Figura 4. Degradação de ivermectina pelo processo foto-Fenton variando-se as concentrações do catalisador, Fe^{+2}, e do oxidante, H_2O_2.

3.3 Espectrofometria na região UV-visível

Todas as varreduras das amostras foram realizadas na região do UV-visível, porém nenhuma das amostras de ivermectina, original ou degradada, apresentaram bandas de absorção na região do vísivel. Dessa forma, os resultados são apresentados apenas na faixa de comprimento de onda correspondente à região UV.

Na Figura 5 é mostrado um espectro de varredura na região UV para as amostras de solução de ivermectina originais e submetidas ao processo reagente de Fenton (esquerda) e um espectro para o processo foto-Fenton (direita). Verifica-se que as moléculas apresentam um pico de máxima absorbância em λ = 245 nm.

Os espectros de UV das amostras tratadas pelo reagente de Fenton apresentaram uma leve diminuição da banda de absorbância da ivermectina (λ = 245 nm) com o tempo de reação, evidenciando a baixa oxidação ou modificação da estrutura molecular do fármaco por esse POA.

No processo foto-Fenton, observa-se que os espectros de absorbância das soluções de ivermectina degradada sofreram alterações, apresentando uma diminuição acentuada das bandas de absorbâncias na faixa de 230 – 260 nm, demonstrando a degradação do fármaco com o tempo de reação, provavelmente pela destruição dos anéis aromáticos das moléculas.

Não são encontrados na literatura trabalhos que avaliem a degradação de ivermectina em soluções aquosas por reagente de Fenton e foto-Fenton. Pellegrino (2004) avaliou a degradação da ivermectina pelo processo eletroquímico, obtendo 96 % de degradação para uma densidade de corrente de 150 mA cm^{-2}. Comparando os resultados obtidos neste estudo com os resultados obtidos por Pellegrino (2004), verifica-se que o processo foto-Fenton foi responsável por uma degradação similar desse fármaco em solução aquosa (em torno de 98 %).

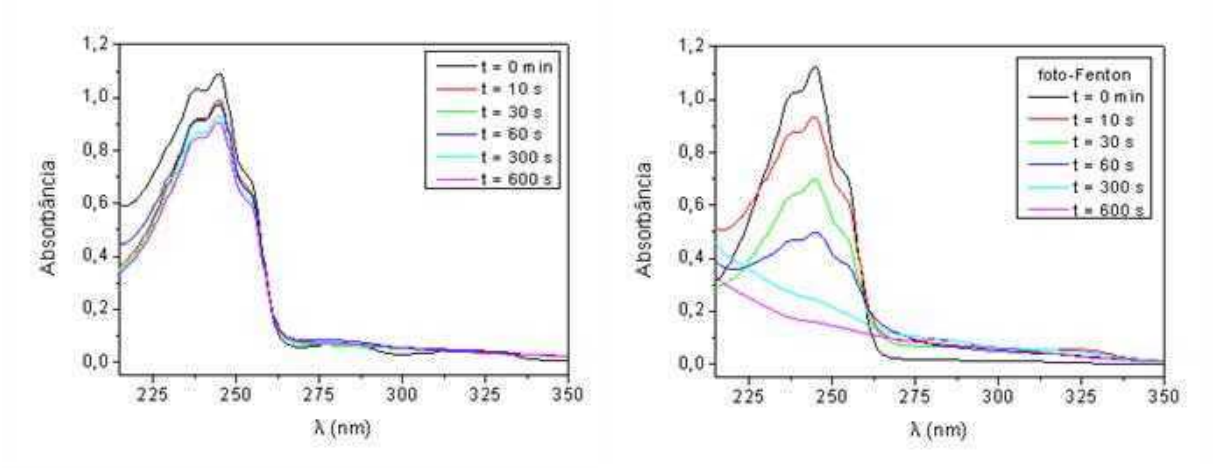


Figura 5. Espectros de absorbância das amostras aquosas de ivermectina tratadas por reagente de Fenton (esquerda) e foto-Fenton (direita). Concentração inicial de íon ferroso e de peróxido de hidrogênio de 0,5 e 5,0 mmol L^{-1} respectivamente.

4. CONCLUSÕES

A degradação da ivermectina em solução aquosa pelo reagente de Fenton apresentou os melhores resultados quando empregadas as concentrações de Fe^{+2}/H_2O_2 de 1,0/5,0 e 1,0/10,0 mmol L^{-1}, respectivamente: em torno de 80 % de degradação com 60 segundos de reação. Concentrações menores de Fe^{+2} revelaram uma perda na eficiência de degradação demonstrando o efeito adverso do excesso de H_2O_2 no meio reacional.

No processo foto-Fenton, as concentrações dos reagentes não provocaram uma influência significativa na porcentagem de ivermectina degradada ao final do período de tempo avaliado (600 s), porém foi demonstrada a influência do aumento de concentração do Fe^{+2} sobre a velocidade da reação de degradação da ivermectina.

Ambos os processos apresentaram as maiores velocidades de degradação nos sessenta segundos iniciais da reação e o processo foto-Fenton demonstrou ser mais eficiente do que o reagente de Fenton, atingindo porcentagens de degradação da ivermectina de 98 % ao final de 600 s de reação para todas as concentrações de reagentes empregadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Catalkaya, E.C., Kargi, F. (2009). Advanced oxidation and mineralization of simazine using Fenton's reagent. *Journal of Hazardous Materials* 168, 688–694.

Christensen, F. M. (1998). Pharmaceuticals in the Environment - A Human Risk?, *Regulatory Toxicology and Pharmacology*. 28, 212-221.

Davies, I. M., Gillibrand, P. A., Mchenery, J. G., Rae, G. H. (1998). Environmental Risk of Ivermectin to Sediment Dwelling Organisms. *Aquaculture*. 163, 29-46.

Elmolla, E., Chaudhuri, M. (2009). Optimization of Fenton process for treatment of amoxicillin, ampicillin and cloxacillin antibiotics in aqueous solution. *Journal of Hazardous Materials*. 170 (2-3), 666-672.

Iglesias, L. E., Saumell, C. A., Fernandez, A. S., Fuse, L. A., Lifschitz, A. L., Rodriguez, E. M., Steffan, P. E., Fiel, C. A. (2006). Environmental impact of ivermectin excreted by cattle treated in autumn on dung fauna and degradation of faeces on pasture. *Parasitology Research*. 100, 93-102.

Jiang, H., Zhou, D., Li, H., Xu, F., Li, C., Shen, J., Li, X., Ding, S. (2008). LC-Fluorescence Detection of Abamectin, Ivermectin, Doramectin, and Eprinomectin in Rabbit Feces. *Chromatographia*. 68 (3/4), 259-262.

Kitzman, D., Wei, S-Y., Fleckenstein, L. (2006). Liquid chromatographic assay of ivermectin in human plasma for application to clinical pharmacokinetic studies. *Journal of Pharmaceutical and Biomedical Analysis*. 40, 1013–1020.

Legrini, O., Oliveros, E., Braun, A.M. (1993). Photochemical processes for water treatment. *Chemical Reviews*. 93 (2), 671-698.

Mougin, C., Kollmann, A., Dubroca, J., Ducrot, P. H., Alvinerie, M., Galtier, P. (2004). Fate of the Veterinary Medicine Ivermectin in Soil. *Environmental Chemistry Letters*. 1, (2), 131-134.

Nogueira, R.F.P., Trovó, A.G., Silva, M.R.A., Villa, R.D., Oiveira, M.C. (2007). Fundamentos e aplicações ambientais dos processos Fenton e foto-Fenton. *Química Nova*. 30 (2) 400-408.

Papic, S., Vujevic, D., Koprivanac, N., Sinko, D. (2009). Decolourization and mineralization of commercial reactive dyes by using homogeneous and heterogenous Fenton and UV/Fenton processes. *Journal of Hazardous Materials*. 164, 1137-1145.

Pellegrino, R. R. L. (2004). *Estudo do processo de eletrodegradação do ivermectin.* Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas. Campinas.

Zapata, A., Velegraki, T., Sánchez-Pérez, J.A., Mantzavinos, D., Maldonado, M.I., Malato, S. (2009). Solar photo-Fenton treatment of pesticides in water: Effect of iron concentration on degradation and assessment of ecotoxicity and biodegradability. *Applied Catalysis B: Environmental*. 88, 448-454.

AGRADECIMENTOS

FAPESP, CAPES e CNPq.

DESEMPENHO DE LAGOAS DE ESTABILIZAÇÃO RASAS DE FLUXO PISTONADO NO TRATAMENTO DE ESGOTO DOMÉSTICO

Diego de F. LIMA (1); Valderi D. LEITE (2); Wilton S. LOPES (3); Howard W. PEARSON (4); Edson C. A. GOMES (5)

RESUMO

Este trabalho avaliou a eficiência na remoção de material carbonáceo e nitrogenado, como também de diferentes parâmetros de qualidade de um sistema de tratamento de esgoto doméstico por lagoas de estabilização rasas. O sistema consiste em uma série de quatro lagoas rasas conectadas através de tubos de PVC, sendo que a primeira lagoa contou com um registro de controle de fluxo. O sistema foi operado com uma vazão de 220 L/d. Foi verificado que houve um aumento nos valores de pH, que superaram 1,7 unidades de pH no decorrer da série das quatro lagoas rasas. A redução da DQO e DBO_5 foi de 29% e 88%, respectivamente. O processo de stripping de amônia foi eficiente, chegando a valores de remoção de $N\text{-}NH_3$ na ordem de 82%. Foi confirmado o alto crescimento de algas, com valores médios de clorofila "*a*" no efluente próximo a 495 µg/L. O uso de lagoas rasas de fluxo pistonado para o tratamento de esgoto doméstico se apresentou eficiente e compatível com a realidade de pequenas cidades do nordeste brasileiro.

PALAVRAS-CHAVE: esgoto doméstico, lagoas rasas, municípios nordestino.

(1) Aluno do Mestrado em Ciência e Tecnologia da Universidade Estadual da Paraíba. Rua Ana Vilar, 919. – Cruzeiro- Cep: 58.415-625 – Campina Grande, PB. Fone. (83) 8802-1685. E-mail: diegolima_dl@hotmail.com.

(2) Doutor em Saneamento e Professor do DESA/CCT/UEPB. E-mail: valderileite@uol.com.br.

(3) Doutor em Química e Professor do DESA/CCT/UEPB. E-mail: wiltonuepb@yahoo.com.br.

(4) Doutor em Biologia e Bolsista do DCR/CCT/UEPB. E-mail: howard_william@uol.com.br.

(5) Aluno de Engenharia Sanitária e Ambiental e Bolsista do IC/UEPB. E-mail: engenheiro_cassio@iguatu.net.

INTRODUÇÃO

O saneamento básico é fundamental para promover saúde e evitar a disseminação de doenças de veiculação hídrica. É crescente os avanços nesta área, principalmente no que se refere ao tratamento de água para consumo, contudo, grande parte do território brasileiro carece de investimentos em tratamento de efluentes domésticos, e a falta deste compromete inclusive a qualidade da água no abastecimento público.

O IBGE (2000) informa que 58% dos municípios brasileiros não têm nenhum tipo de rede coletora de esgoto doméstico, e que dentre estes 73% são formados por cidades de pequeno porte com população abaixo de 20000 habitantes. Municípios com essa população são facilmente encontrados no nordeste brasileiro, diante disto se tem a necessidade de se desenvolver sistemas de tratamento mais simples e eficientes que atendam essas localidades.

As lagoas de estabilização rasas, com profundidade útil inferiores a 1,00 metro, podem se comportar como totalmente aeróbias onde a penetração da luz ao longo da profundidade é praticamente total (a energia luminosa tende a se extinguir com a profundidade, mesmo em águas límpidas). A produção de algas é maximizada e o pH é usualmente elevado. A remoção de patogênicos também é grande (von SPERLING, 1996).

O tratamento das águas residuárias, utilizando-se de lagoas rasas em série, além de ser um processo simples, tende a mostrar-se eficiente, sobretudo na redução da carga orgânica e remoção de patogênos.

Assim, o objetivo deste trabalho foi de avaliar a eficiência na remoção da carga poluidora e de diferentes parâmetros de qualidade de um sistema de tratamento de esgoto doméstico por lagoas rasas.

MATERIAL E MÉTODOS

O trabalho experimental foi realizado nas dependências da Estação Experimental de Tratamento Biológico de Esgoto Sanitário – EXTRABES, localizado na cidade de Campina Grande – PB (550m a.n.m.).

O sistema experimental consiste em um tanque de armazenamento que recebe, através de bombeamento, esgoto doméstico proveniente da rede coletora da cidade. As características desse esgoto são apresentados no Quadro 1.

Quadro 1: Características do esgoto sanitário

Parâmetro	Esgoto doméstico
DQO total (mg/L)	381
Sólidos totais (mg/L)	70,8
Sólidos suspensos (mg/L)	54,8
$N\text{-}NH_3$ (mg/L)	45
pH	8,1
Alcalinidade (mg $CaCO_3$/L)	436

O tanque de armazenamento por sua vez fornece o esgoto por gravidade para a série de lagoas rasas. Essas lagoas são conectadas através de tubos de PVC, sendo que a primeira lagoa conta com um registro de controle de fluxo.

O sistema foi operado com uma vazão de 220 L/d. No Quadro 2 e Figura 1 são apresentados as dimensões das lagoas e um esquema de todo o sistema que foi monitorado.

Quadro 2: Parâmetros físicos do sistema experimental

Lagoas	Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)	Volume (m^3)
Lagoa 1	5	1	0,50	2,50
Lagoa 2	5	1	0,45	2,25
Lagoa 3	5	1	0,40	2,00
Lagoa 4	5	1	0,35	1,75

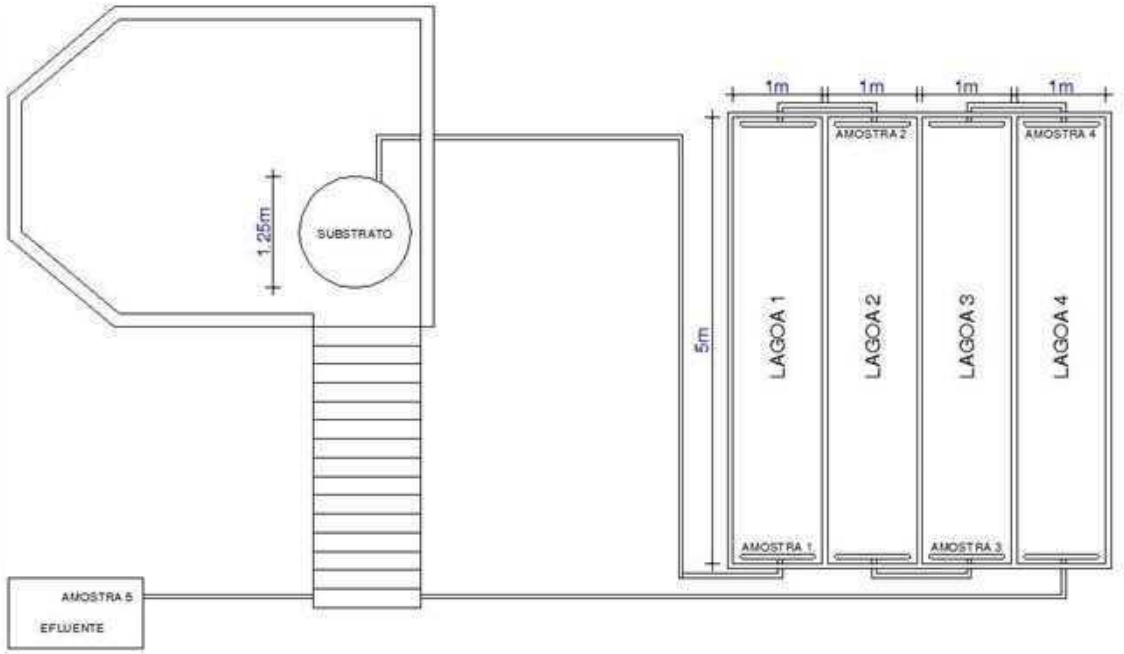


Figura 1: Esquema do sistema experimental

O sistema experimental foi monitorado entre os meses de maio a outubro de 2009, sendo as coletas feitas entre os horários de 7 a 8 horas com freqüência semanal. Todas as análises seguiram a metodologia preconizada por APHA (1998), com exceção da *clorofila "a"* que seguiu o método recomendado por Jones (1979).

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os valores de pH em lagoas de estabilização tem relação direta com a atividade fotossintética das algas. Essas por sua vez, superam a respiração das bactérias, tendo como conseqüência, uma elevação do pH devido à dissociação dos íons bicarbonato em dióxido de carbono e íons hidroxila. A elevação do pH ocorre para diversos tipo de efluentes tratados em lagoas como evidenciado por Athayde Júnior et al., (2002) no tratamento conjugado de esgoto doméstico e lixiviado, Oliveira et al. (2002) no pós-tratamento secundário de dejetos suínos e Nascimento (2001) no pós-tratamento de esgoto doméstico.

A Figura 2 apresenta o aumento nos valores de pH, que superaram 1,7 unidades de pH no decorrer da série de lagoas rasas, indicando o crescente aumento da concentração de algas.

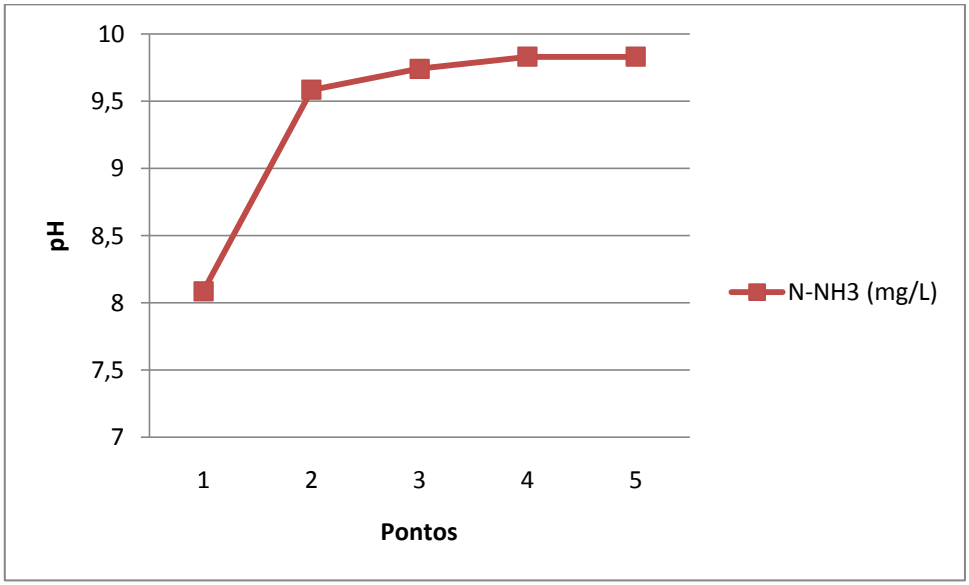


Figura 2: Valores de pH

As Figuras 3 e 4 apresentam a eficiência do sistema de lagoas rasas em série na remoção de DQO e DBO5.

A remoção de DQO até o ponto 4 foi de 34%, entre o ponto 4 e 5 houve um pequeno aumento no valor da DQO, este aumento pode ser explicado, pela atividade fotossintética das algas. O efluente final do sistema apresentou-se com carga orgânica média de 270,83 mg/L, o que corresponde a uma remoção de aproximadamente 29%.

Com relação a DBO5, teve-se redução significativa já na primeira lagoa, chegando a níveis abaixo de 50mg/L para uma carga no afluente de 202,15 mg/L, no sistema a remoção foi de 88%, percentual este já reportado por Oliveira et al. (2002) em lagoas de alta taxa.

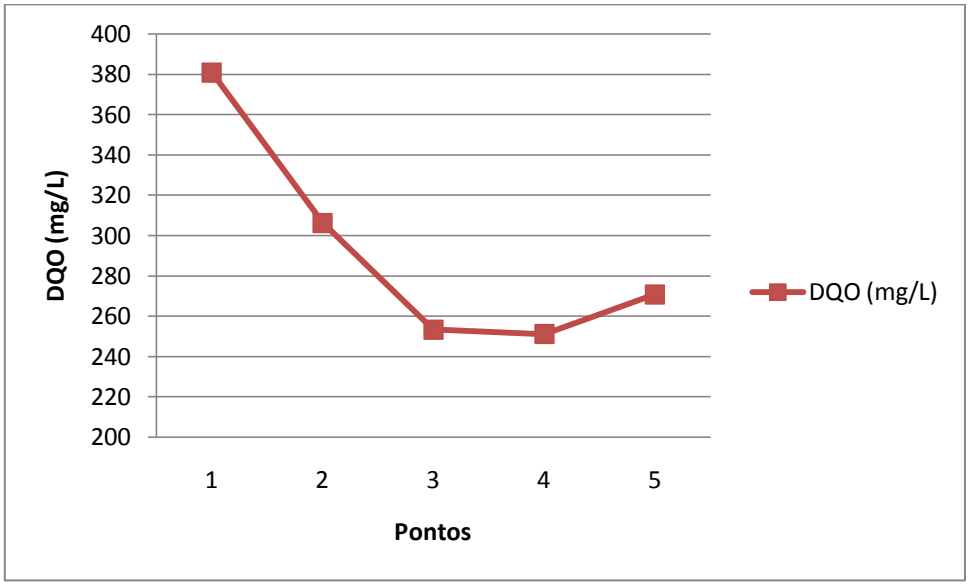


Figura 3: Concentração de DQO

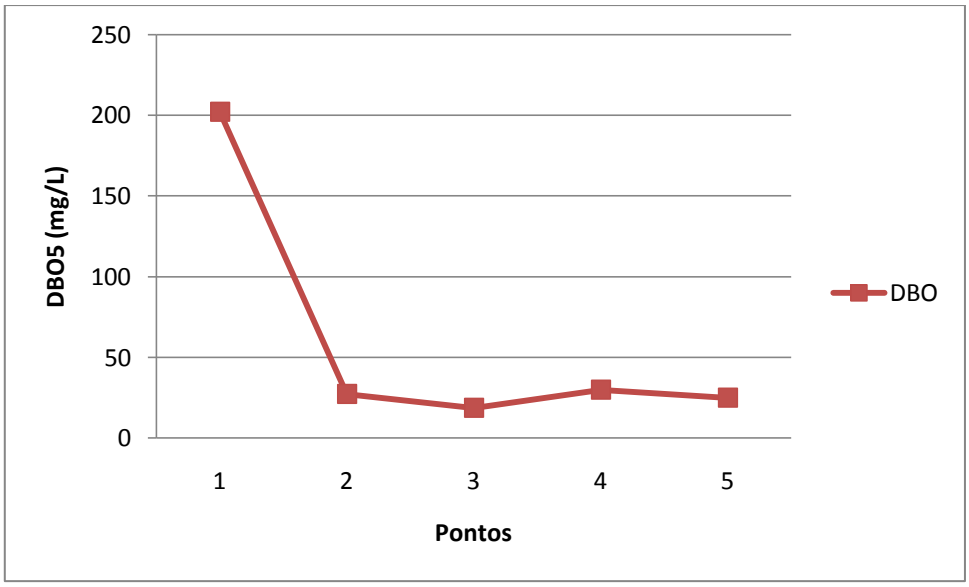


Figura 3: Concentração de DBO_5

O aumento do pH em lagoas rasas favorece a remoção de amônia pelo processo de stripping como reporta Campos (2009). Na Figura 5 fica claro a eficiência do uso de lagoas rasas para remoção de N-NH3. Neste trabalho a eficiência na remoção de nitrogênio amoniacal foi na ordem de 82%.

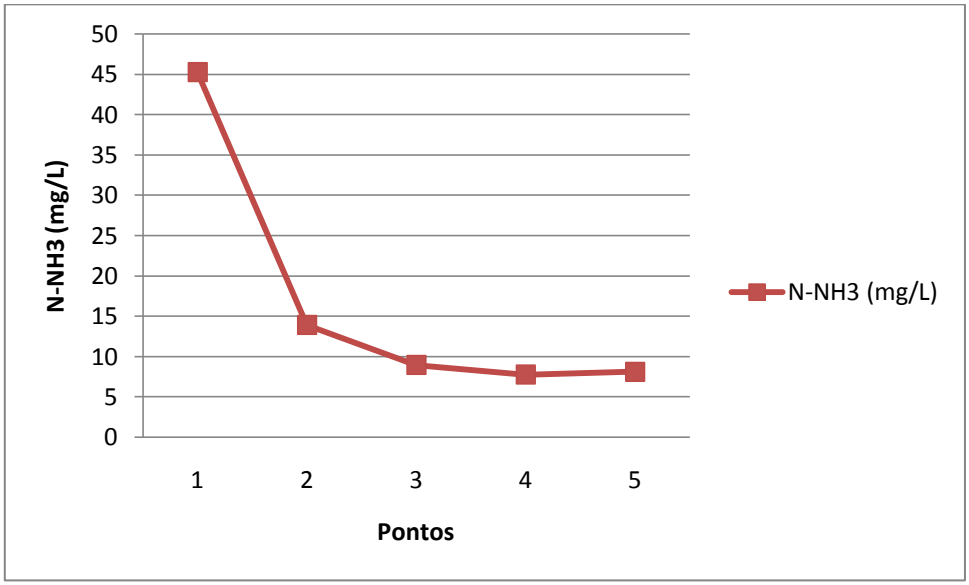


Figura 3: Concentração de Amônia

As informações reportadas anteriormente sobre o crescimento algal na série de lagoas rasa são corroboradas na Figura 6. Nela temos a quantificação da biomassa algal através da análise de clorofila "*a*". No afluente foi observada uma concentração de 58 µg/L para um efluente de 495,3 µg/L.

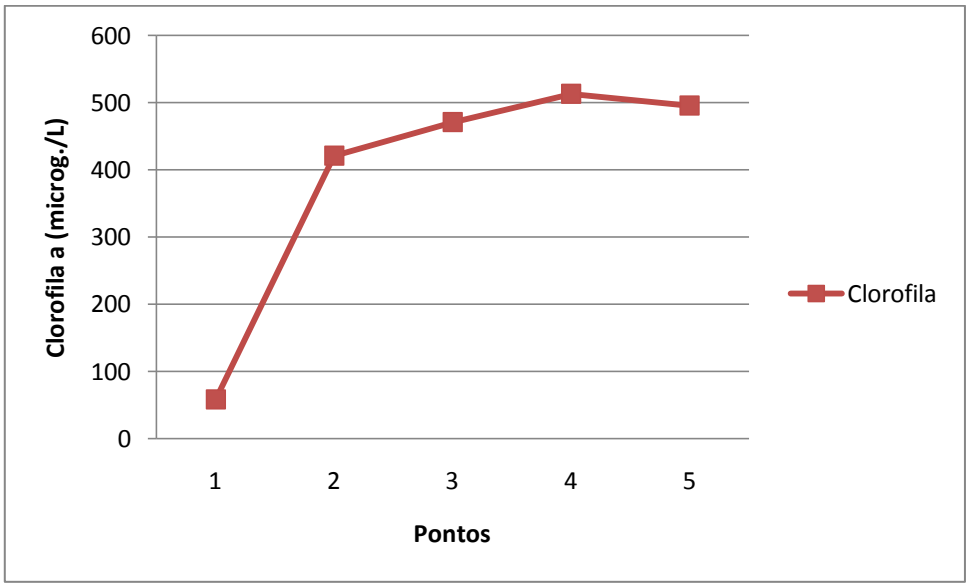


Figura 3: Concentração de clorofila a

CONCLUSÃO

Houve um aumento nos valores de pH da ordem de 1,7 unidades na série de lagoas rasas.

A eficiência de redução da concentração de DQO e DBO_5 foi de 29% e 88%, respectivamente.

O processo de stripping de amônia foi eficiente, chegando a valores de remoção de N-NH_3 na ordem de 82%.

Foi confirmado o alto crescimento algal, com valores médios de clorofila *"a"* próximos a 495 µg/L.

O uso de lagoas rasas para o tratamento de esgoto doméstico se apresentou eficiente e compatível com a realidade de pequenas cidades no nordeste brasileiro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

APHA, AWWA, WEF. (1998). *Standart Methods for the Examination of Waer and Wastewater*. 21th edition. Public Health.

ATHAYDE JÚNIOR, G. B.; CARVALHO, C. M.; LEITE, V. D.; LOPES, W. S.; SILVA, S. A.; SOUSA, J. T. (2002). Uso de lagoas de estabilização para tratamento conjugado de percolado e águas residuárias domésticas. *VI Simpósio Ítalo Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental.*

CAMPOS, D. C. (2009). *Stripping de Amônia de Lixiviado de Aterro Sanitário em Reatores de Fluxo Pistonado*. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual da Paraíba. Campina Grande.

IBGE - Pesquisa Nacional de Saneamento Básico. (2000). WWW.ibge.gov.br. (Acedido a 20 de junho de 2009).

NASCIMENTO, J. R. S. (2001). *Lagoas de alta taxa de produção de algas para pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

OLIVEIRA, P. J. P.; OLIVEIRA, P. A. V.; RANGEL, K. A.; COSTA, R. H. R. (2002) Lagoa de Alta Taxa Algal e Lagoa Aerada como tratamento secundário de dejetos suínos. *XXVIII Congreso Interamericano de Ingenieria Sanitaria y Ambiental*. México.

VON SPERLING, M. (1996). *Lagoas de Estabilização*. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 134p.

DESENVOLVIMENTO DO PROGRAMA DE IMPLEMENTAÇÃO DE MODELOS DE SIMULAÇÃO DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA – PIMSAA

João FELICIANO[1]; José MAIA[2]; Rita ALMEIDA[3]; Joaquim BELEZA[4]; Ana SANTOS[5]; Alice GANHÃO[6]

RESUMO

Apresenta-se o Programa de Implementação de Modelos de Simulação em redes de Abastecimento de Água (PIMSAA), coordenado pela AGS (Administração e Gestão de Sistemas de Salubridade, S.A.) e em desenvolvimento nas suas Concessionárias, Empresas Municipais participadas e Entidades Gestoras convidadas.

O Programa surge como resposta à necessidade de criar ferramentas de apoio à decisão, que permitam definir estratégias devidamente suportadas no que concerne a ganhos de eficiência, nomeadamente em termos de gestão operacional, redução do nível de perdas, optimização energética e gestão da qualidade da água.

É descrita a metodologia seguida pela AGS na implementação do Programa, assim como, a sua contribuição para a integração da informação das diversas áreas das Empresas. Referem-se os objectivos implícitos e explícitos do Programa como sendo factores de crescimento programado e sustentado em termos de melhoria da capacidade técnica, de promoção da cultura técnica do Grupo e de uniformização das metodologias de análise em cada uma das Empresas.

Neste âmbito são evidenciados os resultados obtidos no desenvolvimento do PIMSAA e a evolução promovida pelo Programa.

Palavras-chave: eficiência, epanet, gestão operacional, modelação hidráulica, qualidade.

[1]Engenheiro Civil, MBA (EGP-UPBS), Director da Direcção Comercial e de Engenharia de Apoio da AGS
[2]Engenheiro Civil, Responsável pela área internacional da AGS (Brasil).
[3]Engenheira do Ambiente, coordenadora dos projectos da Direcção Comercial e de Engenharia de Apoio da AGS
[4]MSc. Engenharia Ambiente, coordenador de projecto da Direcção Comercial e de Engenharia de Apoio da AGS.
[5]Engenheira Civil, coordenadora de projecto da Direcção Comercial e de Engenharia de Apoio da AGS.
[6]Engenheira Civil, coordenadora de projecto da Direcção Comercial e de Engenharia de Apoio da AGS.

AGS, SintraCascais Escritórios, Rua da Tapada da Quinta de Cima, 2714-555 Sintra; ags@ags.pt; Tel. 219104563; Fax 219104016.

1 ENQUADRAMENTO

Nos últimos anos, as Entidades Gestoras (EG) em Portugal têm desenvolvido um esforço no sentido de equipar as suas empresas com instrumentos de apoio à gestão e operação. Assim, a crescente complexidade da gestão dos sistemas e a existência de novas ferramentas tecnológicas tem contribuído para a implementação de novos sistemas de informação nas várias áreas de actividade das EG.

Desta forma, promoveu-se a geração de informação de suporte às diversas actividades das EG, surgindo bases de apoio cada vez mais evoluídas (p.e. ao nível de sistemas como o Sistema de Informação Geográfica (SIG) e Sistemas de Telegestão (SCADA[7])) que possibilitam a aquisição de informação útil para as actividades de exploração e manutenção dos sistemas. Sendo a informação gerada em grande volume é, por vezes, difícil usufruir plenamente das potencialidades deste tipo de inovações tecnológicas, tanto devido à falta de ferramentas de nível intermédio com a capacidade de transformar grandes conjuntos de dados em conhecimento concreto para o utilizador, como devido à formação dos Técnicos, que deve acompanhar a evolução dos sistemas para que seja aproveitado todo o seu potencial.

A AGS, nas suas empresas participadas, tem dado especial importância à integração da informação dos vários sistemas existentes e à utilização destas ferramentas de forma concertada e consistente, sempre com a preocupação da eficácia do apoio de engenharia, por parte da *Holding,* e com a percepção que deverão ser criadas e melhoradas as condições da integração da informação, tanto ao nível interno das empresas como ao nível inter-empresarial. A utilização de modelos de simulação hidráulica constitui uma das ferramentas de apoio à gestão operacional das EG, uma vez que permite a avaliação do comportamento hidráulico e de qualidade da água dos sistemas de distribuição de água em vários cenários de operação, assim como, o diagnóstico de funcionamento destes sistemas. Embora a exploração dos modelos de simulação hidráulica seja relativamente simples, do ponto de vista do utilizador, a construção dos modelos, revela-se, por vezes, bastante exigente, por reunir elementos dos vários sistemas de informação.

A AGS considera a modelação matemática uma ferramenta de apoio à decisão muito importante, quer na vertente relativa ao planeamento e projecto, quer na exploração dos sistemas de distribuição de água. Neste sentido, a AGS desenvolveu o Programa de Implementação de Modelos de Simulação em redes de Abastecimento de Água (PIMSAA), baseado na Iniciativa Nacional para a Simulação de Sistemas de Abastecimento de Água (INSSAA), organizada pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), com início em 2003 e duração de três anos. O PIMSAA foi implementado nas Concessionárias e Empresas Municipais participadas pela AGS, bem como noutras EG nacionais, e foi sendo, progressivamente, adaptado ao longo das diferentes edições, tanto a nível da programação,

[7] Iniciais de *Supervisory Control And Data Acquisition*.

em função de objectivos, como a nível da capacidade técnica e da qualidade da informação existentes nas EG envolvidas.

O Programa baseia-se numa metodologia predefinida, composta por várias fases, que possibilita o desenvolvimento progressivo do Modelo e a garantia de execução de todas as actividades de suporte à construção, actualização e desenvolvimento do mesmo. A estrutura do PIMSAA garante a formação adequada dos Técnicos participantes, repartida pelas várias fases, assegurando, em cada fase, a homogeneização dos conhecimentos e complementando a experiência já adquirida. Ao longo das fases definidas, o progresso das EG é acompanhado pelo corpo técnico especializado da AGS (designado por Grupo de Apoio), criado no início de cada projecto.

A AGS realizou, até à presente data, três edições do Programa, estando previsto o início da quarta edição no último trimestre do ano 2010. Embora a metodologia do Programa seja idêntica, a AGS tem vindo a evoluir os objectivos estratégicos para cada uma das edições. Em termos globais, participaram nas edições do Programa as seguintes EG: Águas de Alenquer, Águas de Barcelos (com casos de estudo desenvolvidos internamente pela Águas de Barcelos e com casos de estudo desenvolvidos pela equipa da AGS no Brasil), Águas de Carrazeda, Águas de Cascais, Águas do Sado, Águas da Figueira, Águas de Gondomar, Águas do Marco, AGS Paços de Ferreira, Águas da Covilhã, Fagar e TaviraVerde; entre as não participadas AGS incluíram-se, na primeira edição do Programa, a Águas do Cavado, a Águas do Minho e Lima e os SMAS de Oeiras e Amadora.

2 MODELAÇÃO MATEMÁTICA EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

2.1 Benefícios da modelação matemática

Actualmente, as EG, no desenvolvimento da sua actividade de exploração, procuram melhorias a vários níveis: desde melhorias de eficiência, a melhorias da qualidade de serviço e da qualidade da água fornecida aos clientes. Para alcançar as metas que são continuamente mais exigentes, o conhecimento da infra-estrutura e do seu comportamento deve ser cada vez mais aprofundado. No sentido de melhorar este conhecimento, a modelação matemática pode assumir um papel muito relevante, pois através dela é possível prever com grande grau de detalhe e fiabilidade os impactes de alterações em cada variável dos sistemas de distribuição de água. Por outro lado, a informação gerada pelos sistemas é quase sempre subexplorada, não servindo além da aplicação imediata num âmbito específico. A construção dos modelos de simulação hidráulica, pelo contrário, potencia a integração da informação e constitui instrumento indispensável de gestão nas EG. Entre outros, a modelação é particularmente eficiente no que respeita a:

- análise e proposta de resolução de problemas operacionais;
- apoio às tarefas da operação diária;
- controlo de perdas;
- reabilitação das infra-estruturas;

- avaliação do impacto de novos licenciamentos;
- avaliação de situações de emergência;
- escolha de pontos de amostragem;
- estudo de recloragens;
- estudos de optimização energética.

2.2 Construção de modelos matemáticos

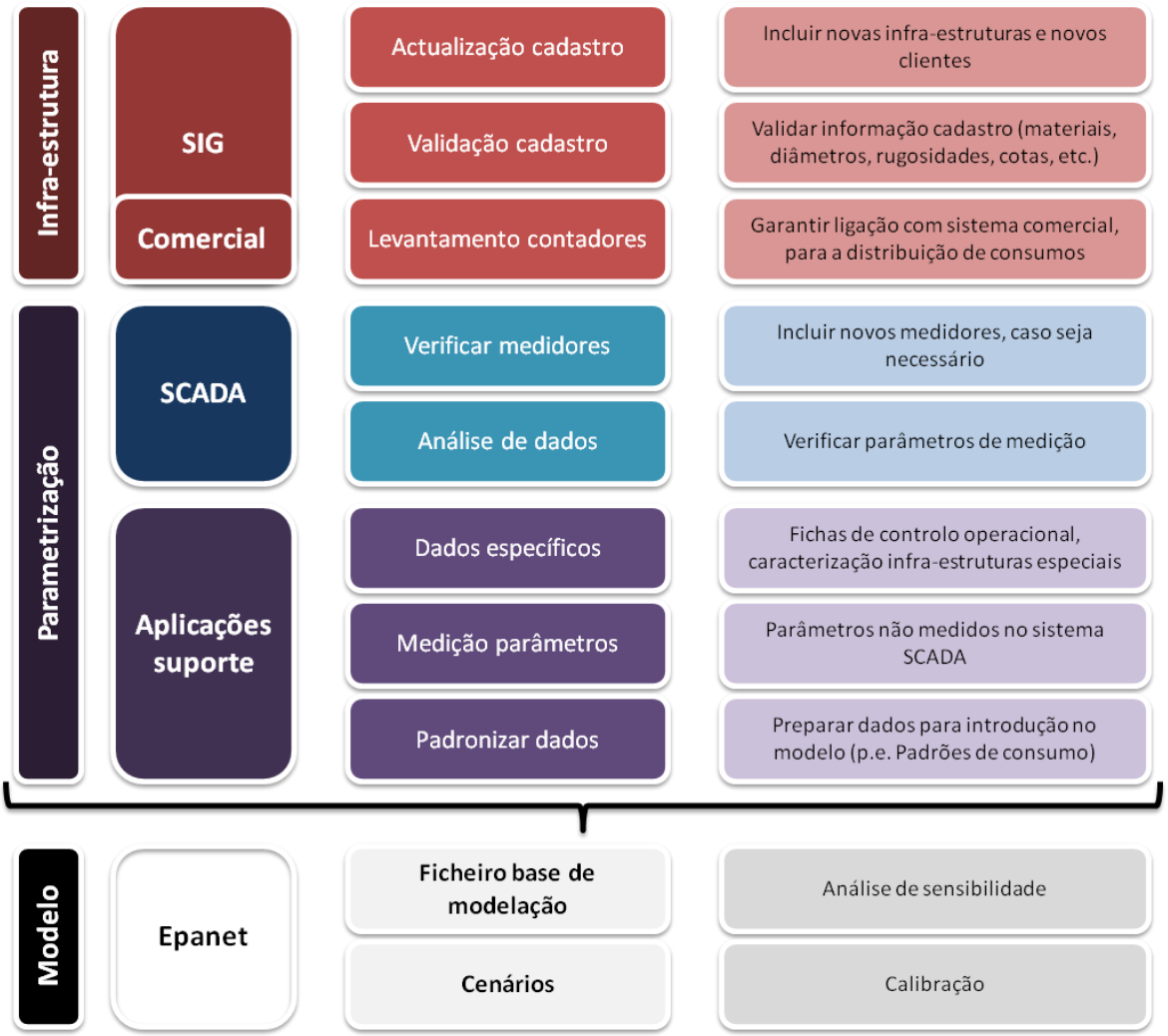
Sendo o foco central do PIMSAA, e o seu objectivo mais operacional, a construção e posterior exploração de modelos matemáticos de sistemas de abastecimento reais, é importante salientar que se pode tornar bastante complexo criar e manter modelos de simulação hidráulica. Para desenvolver um modelo de simulação hidráulica são indispensáveis dados físicos da rede tais como a posição e a conectividade de cada elemento envolvido e as suas características individuais. A maior parte desta informação é facilmente obtida através do cadastro ou sistema SIG, quando existente. É igualmente necessário precisar quais são os consumos esperados em cada nó da rede, não só espacialmente, diferindo de nó para nó, como temporalmente. Finalmente, para construir um modelo, há que contabilizar regras de operação em reservatórios, estações elevatórias e válvulas.

O *software* de modelação habitualmente utilizado no PIMSAA é o EPANET 2.0 (disponibilizado pela Agência de Protecção Ambiental dos EUA, traduzido para Português pelo NES - LNEC), por se tratar de um software livre com todas as capacidades essenciais para a Modelação hidráulica e de parâmetros de qualidade em redes de abastecimento. Tal como em qualquer *software* de modelação, a qualidade do resultado é totalmente dependente dos dados fornecidos. Desta forma, toda a informação introduzida deve ser o mais fiável possível. Mesmo que o seja, ao preparar modelos reais, é essencial levar a cabo campanhas de calibração no terreno, procurando testar a adequação e capacidade dos modelos.

2.3 Dificuldades encontradas

Embora, conceptualmente, o processo seja simples, na prática surgem várias restrições em cada uma das fases de implementação dos modelos. As dificuldades são, desde logo, inerentes ao volume de dados considerado, uma vez que o modelo de um sistema chega frequentemente a possuir milhares de condutas e nós, a que se acrescem válvulas, reservatórios e grupos elevatórios. Introduzir manualmente estes dados é, como se pode supor, pouco exequível. Na etapa seguinte, surgem dificuldades na validação de dados, como sejam os dados de cadastro (note-se que um diâmetro errado ou uma ligação a mais ou a menos num modelo com milhares de tubagens pode comprometer o resultado final). Da mesma forma, também na definição espacial de consumos se pode identificar alguma complexidade: há, por exemplo, que conhecer a posição de cada contador e atribuir-lhe um consumo médio. Completada esta etapa, o consumo em cada contador deve ser distribuído pelos nós de cálculo mais próximos, num processo com algumas particularidades. Ainda

que este processo possa ser simplificado, através de métodos de atribuição de consumos, requer sempre um bom conhecimento da rede e dados do Sistema de Facturação, essenciais para uma correcta composição do Modelo. A variação temporal dos consumos é normalmente modelada através de um padrão de consumo, ou seja, um vector composto por coeficientes, correspondendo cada coeficiente a um dado período do dia. A obtenção deste padrão envolve, por sua vez, informação recolhida através de caudalímetros instalados no sistema e, portanto, requer o interface com o sistema SCADA e ferramentas



para tratamento dos dados "brutos" e produção de padrões temporais de consumo.

Os elementos finais da preparação do modelo, nomeadamente as regras de operação, podem ser obtidos através de observação no terreno e conhecimento das Direcções Técnicas de cada sistema. Não obstante, a sua introdução nos modelos obedece a uma sintaxe específica que deve ser apreendida pelos utilizadores. Como se pode presumir, a obtenção de toda esta informação requer um conjunto de ferramentas e aplicações que é preciso relacionar tendo em vista a integração de dados para a construção dos modelos. Na Figura 1 sintetizam-se os sistemas e actividades envolvidas em todo o processo.

Figura 1. Sistemas de informação envolvidos na produção de ficheiro de modelação

Tendo-se abordado a construção dos modelos, é importante referir que nas fases seguintes de exploração e manutenção, surgem novas dificuldades. A exploração exige, na maioria das situações, função dos objectivos definidos para o modelo, a realização da calibração do modelo. A calibração consiste no processo de aferição dos resultados obtidos, de forma a aproximá-los o quanto mais possível da situação real de funcionamento do sistema. Este processo não é simples, dado que se trata de um processo iterativo, sendo revistas as condições de simulação iniciais até ser determinada a condição adequada de exploração do modelo, exigindo, desta forma, por parte do utilizador, disponibilidade e um conhecimento mais aprofundado do sistema.

Para que o modelo seja útil é necessário assegurar a sua manutenção, de forma a que seja possível acompanhar a evolução da rede a todos os níveis: alterações ao nível de elementos e ligações entre estes, modificações temporais e espaciais nos consumos e redefinição de parâmetros e regras de operação. Fazê-lo de forma prática é um desafio, sendo essencial existirem procedimentos de suporte à actualização dos modelos e garantir que há um percurso adequado para a informação.

Até agora foram abordados os passos necessários à construção de modelos relativamente simples. Aproveitando na totalidade a capacidade dos programas de modelação matemática (p.e. do EPANET) pode evoluir-se para o estudo de parâmetros de qualidade da água, gastos de energia, controlo de perdas e outros. Ao elevar os modelos para este nível, a complexidade acresce substancialmente e, em paralelo, a necessidade de uma fiabilidade mínima dos dados. De forma a usufruir destas funcionalidades com sucesso, as dificuldades referidas são ainda acrescidas.

3 MOTIVAÇÃO E OBJECTIVOS DO PIMSAA

O PIMSAA permitiu, em primeiro lugar, a implementação da modelação matemática como ferramenta de apoio à gestão operacional nas EG mas, acima de tudo, constitui um instrumento utilizado pela AGS para a introdução de uma nova abordagem à gestão integrada das EG do Grupo. Porque a construção do modelo exige um processo estratégico de integração dos vários sistemas de informação, para além de dar formação para a implementação da modelação matemática como prática corrente nas EG, um dos principais desafios do PIMSAA é desenvolver metodologias e ferramentas que permitam concluir e usufruir de modelos com eficiência. A metodologia é orientada para estimular e orientar os participantes na criação, manutenção e exploração dos modelos, fornecendo ferramentas e *know-how* para que os processos sejam eficientes e possam ser retiradas mais-valias do Programa. Tal como está concebido, o PIMSAA não funciona apenas como uma *workshop* de modelação, mas pretende preparar todos os participantes para que possam modelar independentemente. Além dos objectivos explícitos, a AGS pretendeu optimizar a gestão das suas Concessionárias e apoiar as suas actividades nas várias vertentes.

O Programa permitiu, através das edições realizadas, que as Entidades dispusessem de ferramentas e metodologias que permitissem uma abordagem técnica mais avançada. A modelação é uma das vias para atingir a Eficiência nas Entidades no que diz respeito à gestão operacional e desta forma prevê-se dar continuidade ao Programa mantendo os objectivos estratégicos das edições já realizadas. Ao nível da modelação hidráulica destacam-se os seguintes objectivos do Programa:

- Preparação e formação dos técnicos das EG.
- Desenvolvimento de competências e procedimentos adequados para a integração dos modelos na gestão operacional diária.
- Interligação dos modelos com os restantes sistemas de informação (SIG, SCADA e Sistema de Facturação), de forma simplificada e consistente.
- Utilização de ferramentas e metodologias de análise incluindo:
  - modelação dos sistemas;
  - análise e previsão de consumos e caudais;
  - optimização da energia em sistemas elevatórios;
  - cruzamento de informação comercial com informação operacional.
- Criação de um grupo técnico especializado interdisciplinar, na AGS, com competências avançadas em modelação vocacionado para auxiliar os participantes na preparação e exploração dos modelos.
- A utilização da Plataforma de Conhecimento da AGS website como ferramenta de apoio e formação on-line e de base de documentação.
- Desenvolvimento de novas ferramentas de apoio ao Programa como a ferramenta de análise 3D.
- Partilha de conhecimento entre as EG promovendo uma forte componente de transferência de know-how e fomentando a descentralização das actividades através de contactos on-line.

No que respeita à modelação de qualidade da água, inserida no Programa especializado de modelação de parâmetros de qualidade da água destacam-se os seguintes objectivos:

- Investigação das características hidrodinâmicas dos sistemas.
- Avaliação espacial e temporal das recloragens.
- Caracterização do comportamento do cloro residual nos sistemas e avaliação do potencial de formação de subprodutos da desinfecção.
- Estudo de estratégias espaciais e temporais de amostragem.
- Investigação de potenciais relações entre cloro residual, outros parâmetros físico-químicos e indicadores de actividade microbiana.

Assim, os objectivos explícitos e implícitos de cada edição resumem-se na Figura 2.

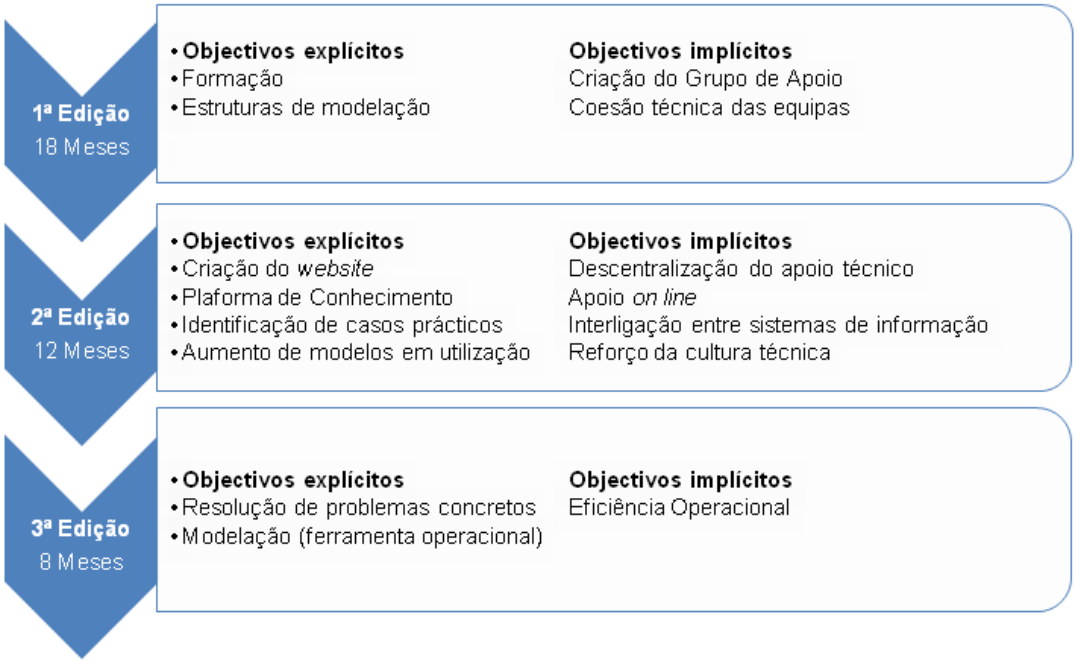


Figura 2. Objectivos estratégicos do PIMSAA.

4 METODOLOGIA DESENVOLVIDA

4.1 Aspectos gerais

A metodologia aplicada segue o modelo desenvolvido para a Iniciativa Nacional para a Simulação de Sistemas de Abastecimento de Água (INSSAA), criada pelo Núcleo de Engenharia Sanitária (NES) do LNEC, tendo sido adaptada não só em termos temporais mas também em termos de conteúdo e dinâmica de apoio às Entidades participantes.

Desta forma, em função da participação da AGS na INSSAA e do conhecimento e resultados obtidos, foi desenvolvida uma programação adaptada à realidade actual das EG. Este Programa é resultado, sobretudo, da evolução ao nível de Sistemas de Informação, mais concretamente dos Sistemas de Informação Geográfica (SIG) e SCADA e da possibilidade de consulta/acesso aos dados da facturação/consumos, disponibilizados a partir do Sistema de Facturação/Clientes.

A coordenação geral do Programa é assegurada pela AGS, incluindo um Grupo Técnico (e um Coordenador Técnico Especializado). As EG são responsáveis pela definição dos sistemas de distribuição a modelar, pelo desenvolvimento, implementação e exploração dos modelos de simulação hidráulica, acompanhando os objectivos inicialmente propostos.

4.2 Programação

4.2.1 Programa Base – Modelação hidráulica

O planeamento é definido em função da capacidade das EG, estando identificadas todas as fases essenciais para a construção do modelo, desde a análise prévia e da definição de objectivos adequados à realidade da EG, passando pela construção do ficheiro com a infra-estrutura base, até à calibração e acompanhamento/actualização do modelo nas actividades de exploração. Todas as fases possuem objectivos concretos definidos à partida e desenvolvidos junto das EG. Na Figura 3 apresentam-se as fases principais do programa que foram sendo adaptadas ao longo das edições.

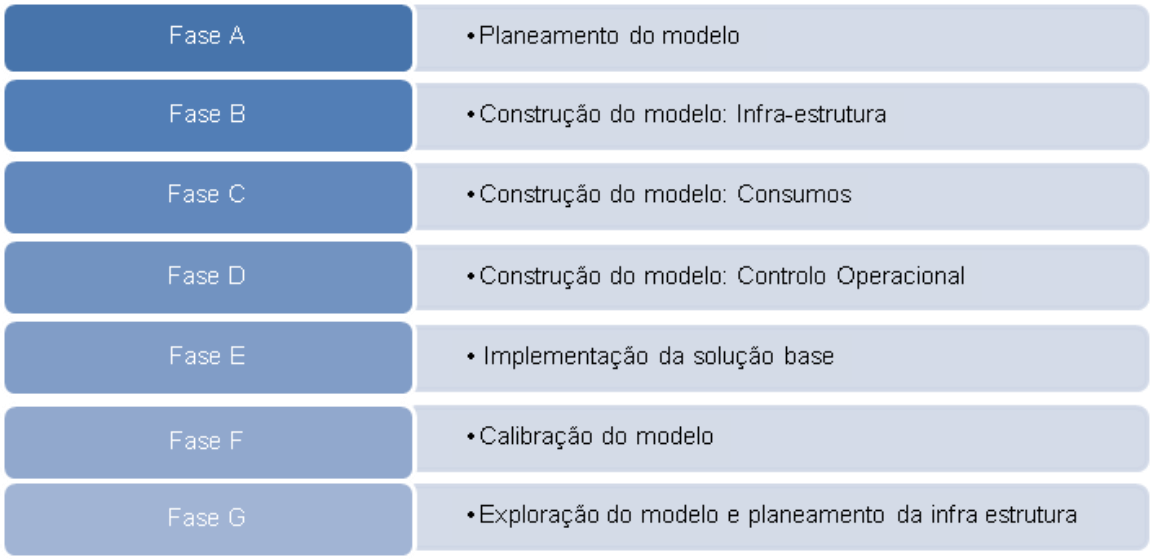


Figura 3. Programação Base do PIMSAA.

O PIMSAA já contempla três edições, estando planeada a quarta edição. A primeira foi desenvolvida em 18 meses, repartida em sete fases. Com o conhecimento adquirido na primeira edição e com os avanços realizados, nomeadamente ao nível dos interfaces entre Sistemas de Informação, foi possível simplificar o Programa na segunda edição, tornando-a menos densa em termos de formação e mais rápida na obtenção de resultados (os 18 meses da primeira versão foram reduzidos a 12 na segunda). A segunda edição incluiu ainda o desenvolvimento de uma plataforma *web* com o objectivo de agregar e disponibilizar informação aos participantes (*http://plataforma.ags.pt*). O desenvolvimento desta plataforma possibilitou a concentração dos dados relacionados com os Modelos, definindo-se um Manual do Modelo em formato digital, bem como um fórum de apoio a dúvidas e de partilha de experiências, para além de assinalar os eventos relacionados com o Programa. A plataforma *web* contribuiu ainda para um contacto mais próximo com as EG, tendo sido estendido a ferramentas de comunicação (p.e. o software Skype®), permitindo reuniões/conferências entre grupos de pessoas geograficamente afastadas. A AGS foi adaptando o Programa mantendo os princípios orientadores das edições anteriores. Na terceira edição propôs-se uma abordagem mais avançada no desenvolvimento da modelação e a utilização de novas ferramentas, destacando-se a ferramenta de análise tridimensional através da visualização em *Google Earth*.

Em qualquer das edições, as fases são iniciadas com uma reunião geral, em que estão presentes todas as EG, para definição de objectivos concretos, por EG, e com uma acção de formação conjunta para as equipas de projecto das EG participantes, vocacionada para as tarefas a desenvolver. Posteriormente, é realizada uma reunião geral no início de cada fase. Nestas reuniões gerais são apresentados os resultados da fase anterior, sendo precedidos pela entrega de um Relatório de Fase, caracterizando a situação actual do projecto em função dos objectivos propostos e, seguidamente, é discutida a fase seguinte. No início de cada fase são ainda reservadas reuniões de acompanhamento via *Skype*®, em que participam a EG, um ou mais elementos do Grupo de Apoio responsáveis directamente por acompanhar a EG e o Coordenador Técnico Especializado, caso seja necessário, e reuniões presenciais nas EG, denominadas reuniões intercalares, possibilitando o contacto directo entre os vários intervenientes.

4.2.2 Programa Especializado – Modelação de parâmetros de Qualidade da Água

O Programa Especializado exige modelos hidráulicos calibrados, previamente desenvolvidos, assim como condições laboratoriais que permitam realizar os testes necessários à determinação da cinética de decaimento do cloro no seio da água. Além destes factores, é ainda necessário dispor de equipamentos de medição na rede que assegurem uma calibração adequada do modelo. Este Programa decorre paralelamente com o Programa Geral, merecendo particular atenção do Grupo de Apoio em algumas situações específicas e sendo continuamente adaptado à evolução do modelo hidráulico e às necessidades das EG. Na Figura 4 apresenta-se a programação do Programa especializado com as tarefas identificadas.

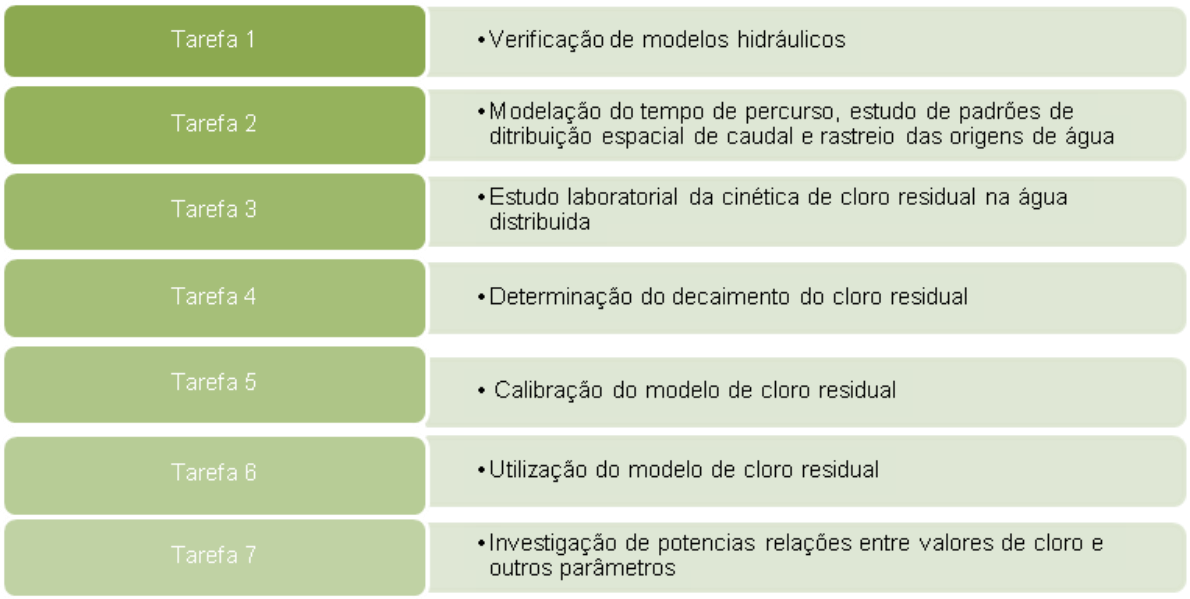


Figura 4. Programação do Programa Especializado de Modelação de parâmetros de Qualidade da Água.

4.3 Meios envolvidos



Para além dos meios técnicos já anteriormente referidos é fundamental a formação dos participantes. Neste sentido promove-se a constituição de uma equipa, em cada EG, coordenada por um responsável local, capaz de recolher os dados, analisar, validar e desenvolver o modelo em função dos objectivos definidos. Paralelamente, a AGS constituiu um Grupo de Apoio formado por vários técnicos especializados na área de Hidráulica e Ambiente e com vasta experiência em sistemas de informação e modelação matemática de redes de abastecimento de água. Este grupo técnico é responsável pelo acompanhamento directo de cada empresa participante através de reuniões de progresso individuais e contacto telefónico e electrónico frequente, pelo apoio durante as sessões dos cursos de formação, pelo suporte na coordenação geral do Programa e ainda pelo desenvolvimento de procedimentos e métodos comuns ao conjunto das empresas participantes. O Grupo de Apoio conta ainda com a supervisão e apoio técnico de um Coordenador Técnico especializado nesta área que participa no Programa.

A gestão do Programa é suportada pela plataforma de conhecimento AGS (*http://plataforma.ags.pt*), onde todas as EG participantes têm acesso reservado e onde são armazenados os dados relacionados com os Modelos, incluindo o Manual do Modelo em formato digital, bem como um fórum de apoio técnico aos participantes e o planeamento do Programa. Encontra-se também disponível na plataforma documentação técnica de apoio. Embora a metodologia base se tenha mantido nas várias edições, assim como a ferramenta de simulação hidráulica (EPANET), a AGS desenvolveu internamente uma ferramenta de análise, que, com base no ficheiro de modelação do EPANET, permite correr simulações com base em quaisquer parâmetros definidos (de acordo com os dados disponíveis), projectar em *Google Earth* os resultados, observando evolução dinâmica e também analisar a variação tridimensional dos parâmetros ao longo do tempo de simulação. Na Figura 5, exemplificam-se algumas funcionalidades da aplicação.

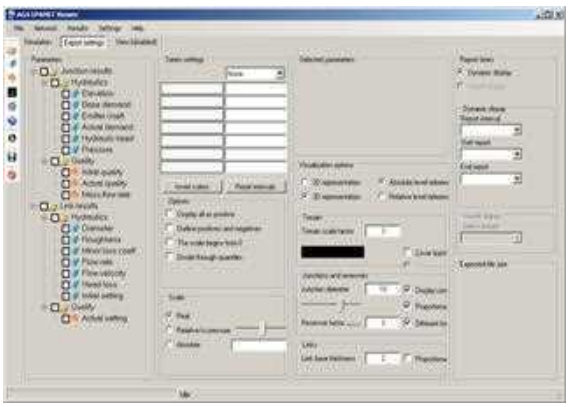


Figura 5. Ferramenta de análise 3D.

Sendo uma ferramenta de análise integrada, possibilita, desta forma, a análise global da variação dos parâmetros de simulação mais relevantes, sendo possível ao mesmo tempo visualizar diferentes dados e a observação dos dados em contexto espacial, permitindo um

estudo mais focado e com um suporte visual mais esclarecedor, conforme se pode comprovar pela imagem apresentada.

5 RESULTADOS OBTIDOS

5.1 Quantificação dos resultados

A implementação do PIMSAA apresentou excelentes resultados ao nível da gestão operacional e também ao nível da gestão estratégica. O balanço das três edições é, como tal, positivo e comprova a potencialidade do Programa para apoio à gestão técnica, operacional e estratégica das EG. Quantificando, de forma global, os resultados das três edições podem caracterizar-se, em grandes números, pelo quadro seguinte:

Quadro 1 - Quantificação das Entidades Gestoras, das acções de formação e técnicos formados ao longo dos Programas.

	1ª Edição	2ª Edição	3ª Edição	Total
Entidades Gestoras	13	11	10	34
Acções de Formação	12	6	4	22
Técnicos formados	44	40	30	114

5.1.1 Modelação hidráulica

No que diz respeito aos elementos associados às redes modeladas, obtiveram-se os resultados indicados no Quadro 2. Em termos médios, nas três edições do PIMSAA, foi modelada 39% da rede total das EG envolvidas no Programa, perfazendo praticamente 2 750 km de tubagens.

Quadro 2 – Quantificação dos elementos modelados

	1ª Edição	2ª Edição	3ª Edição	Total
Zonas	23	20	31	74
Reservatórios	101	44	55	200
Estações Elevatórias	15	17	22	54
Rede (km)	937	962	862	2750

5.1.2 Objectivos alcançados

Tal como foi já referido, as EG definiram no inicio de cada edição do PIMSAA objectivos em função das prioridades dos sistemas que gerem. Exemplificam-se, se seguida, alguns dos objectivos propostos e concretizados nas edições realizadas:

- Resolução de problemas operacionais: optimização de pressão na rede através da definição dos pontos para instalação de válvulas redutoras de pressão (VRP's).
- Melhoria no conhecimento do funcionamento da rede: sectorização da rede de abastecimento.
- Apoio nas tarefas da operação diária: simulação de fecho progressivo de válvulas de zona.
- Apoio ao controlo de perdas: preparação de *step-test's.*
- Reabilitação dos Sistemas: comparação técnico-económica de cenários de obras de reabilitação na rede.
- Escolha de pontos de amostragem: preparação do programa anual de controlo de qualidade da água.
- Estudo de recloragens: análise do decaimento de cloro residual e definição de pontos de recloragem.
- Optimização energética: estudo da capacidade de reserva e do controlo operacional das bombagens, permitindo diminuir tempos de percurso e de residência e utilizar bombagens preferencialmente nos horários com a tarifa de energia mais reduzida. Em alguns casos foi possível dispensar o recurso a algumas estações elevatórias, através da alteração do funcionamento hidráulico desses mesmos sistemas.
- Avaliação da resposta a situações de emergência: simulação de avarias em situações de emergência.
- Apoio à fiscalização: identificação de consumos ilícitos.
- Apoio ao planeamento - avaliação do impacto de novos licenciamentos, simulação da ligação de novas urbanizações a um sistema em funcionamento.
- Apoio ao dimensionamento de sistemas: dimensionamento e análise do impacto de novas condutas na rede existente.

5.2 Resultados estratégicos

O PIMSAA revelou-se uma importante ferramenta de apoio à decisão para as EG conduzindo a ganhos de eficiência ao nível da gestão operacional dos sistemas. Ainda mais importantes foram os resultados indirectos que o Programa gerou, reflectindo-se a vários níveis:

- Sistemas de informação

A modelação matemática exige uma grande quantidade de dados, proveniente dos sistemas de informação existentes. A participação no Programa, ao longo das edições, permitiu um

melhor acompanhamento da implementação dos Sistemas de Informação, assim como, uma configuração adequada às necessidades dos sistemas.

O PIMSAA veio também estabelecer uma análise transversal aos vários sistemas, interligando assim, diferentes tipos de dados com várias origens. Esta interligação foi conseguida através da metodologia desenvolvida, concretizada através de procedimentos e convenções comuns a todas as EG. O Programa conduziu, desta forma, a uma optimização das actividades exigidas às EG.

- Nova abordagem ao nível da Engenharia

A gestão dos sistemas é por vezes complexa conduzindo à resolução dos problemas de uma forma reactiva e pouco suportada, gerando assim, algumas ineficiências, sobretudo a nível operacional. A existência de ferramentas só por si, não é suficiente, sendo necessário atingir de um nível técnico mais avançado por parte das equipas, de forma a optimizar a gestão dos sistemas e intervir de uma forma sustentada e proactiva. O Programa permitiu a criação de um *standard* em termos de modelação e a maturidade técnica das equipas, contribuindo para uma gestão adequada dos sistemas.

- Cultura técnica

A existência de um grupo de apoio especializado com uma capacidade técnica diversificada a nível da integração dos sistemas de informação, da modelação matemática, da utilização de novas ferramentas tecnológicas e de outras áreas especializadas veio criar uma nova cultura técnica. A evolução do próprio Programa, com a criação de uma Plataforma de Conhecimento *on-line* e com o aumento das comunicações por via electrónica, veio trazer uma coesão técnica entre entidades com diferenças acentuadas a nível da organização e fisicamente distanciadas.

- Partilha de conhecimento

O PIMSAA tem como base um planeamento comum às EG e, como tal, favorece a transferência de conhecimento entre as mesmas, conduzindo, desta forma, a uma evolução técnica e operacional conjunta. Nas próprias entidades, o Programa favorece uma melhor comunicação inter-departamental, o que optimiza as actividades das EG. É igualmente importante referir que num Grupo de Empresas em que a actividade se desenvolve em "núcleos operacionais autónomos" (empresas participadas), disseminados pelo território nacional, é fundamental a eficácia do acompanhamento técnico à distância, quer directamente, quer pelo estabelecimento de standards técnicos; só desta forma se transferem os objectivos estratégicos do Grupo para níveis de gestão quer táctica quer operacional.

6 PRÓXIMOS PASSOS

6.1 Instituição da modelação

O PIMSAA procura preparar os participantes para que fiquem aptos a modelar por iniciativa própria, "democratizando" esta competência. Tal como já foi exposto, pretende-se que o PIMSAA possibilite que os ficheiros de modelação sejam criados, mantidos e utilizados por

Técnicos afectos a outras competências e não apenas a Técnicos especializados ou particularmente afectos à modelação matemática. Este aspecto é especialmente relevante nas EG com menos recursos, em que a afectação de pessoal para modelação vai comprometer outras actividades essenciais. Quando isto acontece, os modelos têm, regra geral, uma vida útil reduzida, pois a sua actualização, embora facilitada por várias ferramentas associadas aos sistemas de aquisição de informação, é ainda trabalhosa. Não obstante, também do ponto de vista das EG com mais recursos é desejável que os modelos se tornem ainda mais "plásticos". Embora a construção e exploração dos modelos tenha já sido facilitada verifica-se que o tempo necessário para cada uma das etapas é ainda elevado. A diferença entre a construção e a manutenção prende-se essencialmente com o conhecimento adquirido pelos técnicos sobre a rede em questão, com a geo-referenciação de contadores e com a realização de campanhas de calibração. As restantes etapas: a exportação da rede a partir do SIG, bem como a respectiva depuração; a definição de parâmetros de controlo; o cálculo de padrões de consumo; a revisão de regras de operação e, finalmente, a integração de toda a informação, são repetidas pelo Técnico, o que consome algum tempo. Caminhando no sentido da automatização será possível libertar recursos e, em simultâneo beneficiar mais dos modelos que vão sendo construídos. Resultará também desta tendência, em consonância com o reforço do *know-how* por parte dos Técnicos envolvidos, que a base da modelação, bastante centrada no próprio modelo, se desloque no sentido da exploração de resultados.

6.2 Resultados esperados

A continuidade do Programa representa a aposta da AGS na inovação técnica, tecnológica e cultural. Para além de reforçar estes aspectos estratégicos, a evolução para outra edição permitirá garantir o aumento da taxa de cobertura de modelação nas EG, possibilitando ganhos concretos de eficiência a vários níveis, tais como:

- Eficiência na gestão operacional - apoio polivalente a actividades de operação, quer a nível do funcionamento hidráulico das redes, quer a nível da qualidade da água.
- Eficiência na gestão das perdas de água - apoio às actividades do controlo operacional de perdas como a gestão de pressões, a preparação de *step test's* e a sectorização da rede.
- Eficiência energética - apoio aos programas de gestão energética, nomeadamente através da gestão de volumes armazenados e da gestão das elevações para minimização dos custos energéticos.
- Gestão patrimonial das infra-estruturas - apoio na metodologia aplicada à reabilitação dos sistemas de abastecimento de água no âmbito do programa de gestão patrimonial de infra-estruturas.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O PIMSAA permitiu uma nova abordagem à gestão das EG. A AGS, como responsável pela gestão das EG e como coordenadora do Programa, tornou o PIMSAA num veículo para a criação de uma nova cultura técnica e de gestão. São evidentes os ganhos alcançados a nível das EG, no entanto, é importante destacar os resultados atingidos ao nível estratégico, como a criação de uma nova cultura técnica, a gestão direccionada, o livre acesso a várias áreas de informação nas EG e na *holding,* e a consequente melhoria das comunicações interdepartamentais (SIG, Sistema de Clientes/Facturação e SCADA) e interempresas e a evolução técnica das empresas.

Para as EG o PIMSAA traduz-se numa evolução significativa do conhecimento das redes, tanto ao nível da exploração como a nível de clientes, proporcionando uma análise integrada dos sistemas e promovendo a utilização de interfaces entre sistemas de informação, proporcionando uma melhoria contínua da informação disponível e uma análise crítica mais capaz. A metodologia utilizada provou-se eficaz e possibilitou avanços significativos entre as duas edições do Programa, permitindo, de forma mais rápida, avançar no grau de complexidade dos objectivos propostos e na qualidade dos resultados obtidos.

Refira-se, que no caso da AGS, Programas como o PIMSAA favoreceram a uniformização dos dados, da informação e da análise, tendo sido possível assumir compromissos mais ambiciosos como a implementação de uma Ferramenta de Gestão Integrada da Informação, quer ao nível operacional como ao nível da gestão comercial e acompanhamento financeiro. Tem-se constatado, internamente, que o PIMSAA favoreceu a criação de procedimentos e metodologias que se estenderam a outras áreas das EG, para além da gestão operacional. A inter-ligação, ou integração, dos Sistemas de Informação e a promoção de processos dinâmicos de análise de informação não é possível, em nossa opinião, sem um trabalho de base profundo, sistemático e rigoroso, que pode ter início em Programas semelhantes ao PIMSAA. No sentido de continuar a desenvolver o conhecimento das EG e obter cada vez mais soluções robustas e eficientes, o PIMSAA evoluirá no sentido de continuar a adaptar-se às necessidades das EG, possibilitando capacidade de resposta adequada ao progresso verificado e encontrando soluções concretas e inovadoras de forma a melhorar, progressivamente, os resultados obtidos, permitindo uma gestão de redes cada vez mais eficiente.

DESINFECÇÃO E DETOXIFICAÇÃO DE EFLUENTES DOMÉSTICOS SECUNDÁRIOS ATRAVÉS DE FOTOOZONIZAÇÃO CATALÍTICA COM REATOR TIPO CONE (FTC)

Plínio K. FILHO (1); Daniele D. SILVEIRA (2); Tamara B. HORN (3); Filipe V. ZERWES(4); Leonardo M. BENVEGNÚ(5) Lourdes T. KIST(6) e Ênio L. MACHADO (7)

Neste trabalho foi investigada a integração dos processos UASB (*Upflow Anaerobic Sludge Blanquet*) e Fotoozonização Catalítica ($UV/TiO_2/O_3$) em unidade de tratamento de efluentes domésticos de campus universitário. O reator UASB foi concebido com volume útil de 1,47 m^3, velocidade ascensional de 0,016 m h^{-1} e tempo de detenção hidráulica de 45,9 h. O fotorreator foi construído com sistema de escoamento tipo cone (FTC), composto por rampas com TiO_2 P25 Degussa. As lâmpadas germicidas foram configuradas para sistema tipo colimador acoplado ao FTC, em um total de 08 lâmpadas de 30 W (λ_{max} = 254 nm). O ozônio gerado fotoquimicamente foi transferido via sistema Pitot-Venturi. A taxa de geração de ozônio foi de 161 mg h^{-1}. Célula fotovoltaica de 1,1 kWh^{-1} foi utilizada para suprimento de energia ao FTC.

Ensaios preliminares com azul de metileno demonstraram maior efetividade da combinação $UV/TiO_2/O_3$, com valores de k = 0,025 min^{-1}. As amostras reais de efluentes do reator UASB fotoozonizadas cataliticamente apresentaram desinfecção superior a 90% com tempo de detenção hidráulica de 1 min. Em tempos de detenção hidráulica de 30 min a EC_{50} com *Daphnia magna* foi de 69,6%, mantendo-se na faixa de moderadamente a pouco tóxica. Reduções dos índices de eutrofização também foram observadas, com os valores de fósforo total reduzidos em 30% no efluente oxidado.

PALAVRAS-CHAVE: desinfecção; detoxificação; fotoozonização catalítica

[1] Químico Industrial, Mestre em Tecnologia Ambiental-PPGTA-UNISC
[2] Bacharelado em Ciências Biológicas, Mestranda do Programa de Pós-graduação em Gestão e Tecnologia Ambiental-PPGTA-UNISC.
[3] Bacharelado em Ciências Biológicas, Mestranda do Programa de Pós-graduação em Gestão e Tecnologia Ambiental-PPGTA-UNISC.
[4] Engenheiro Ambiental - UNISC
[5] Engenheiro Ambiental-UNISC
[6] Professora do Programa de Pós-graduação em Gestão e Tecnologia Ambiental-PPGTA-UNISC.
[7] Professor do Programa de Pós-graduação em Gestão e Tecnologia Ambiental-PPGTA-UNISC. Endereço UNISC/ Av. Independência, 2293 - Caixa Postal 188 – Universidade de Santa Cruz do Sul - Bairro Universitário – Santa Cruz do Sul – RS – CEP 96.815-900 – Brasil – Tel: 0xx (51) 3717-7545 enio@unisc.br

1. INTRODUÇÃO

O balanço material da maioria dos recursos hídricos está biomagnificando compostos poluentes e tornando mais resistentes organismos patogênicos. A patogenia inclui riscos de organismos mais resistentes aos antibióticos, pois a aclimatação em organismos e em águas residuárias contaminadas está sendo favorecida. Adicionalmente, os compostos poluentes estão agregando efeitos de toxicidade, merecendo restrições mais severas e com tendência de crescimento no futuro. Mudanças nos padrões de consumo que excluam ou atenuem estes riscos deverão demorar, estabelecendo necessidade de redução da toxicidade e desinfecção dos efluentes classificados como domésticos.

A necessidade da desinfecção dos efluentes é cada vez maior, visto a crescente deterioração das fontes de abastecimento de água para uso humano. O objetivo principal das pesquisas com métodos químicos de desinfecção de efluentes é destruir agentes patogênicos com o maior potencial de oxidação, associando subprodutos do sistema redox que podem estar presentes no efluente tratado, garantindo forma segura para uso posterior.

No passado, a opção escolhida para disposição dos efluentes domésticos foi o despejo no ambiente em forma completamente descontrolada, seja em pequena escala (poços negros, fossas sépticas e sumidouros), ou em grande escala. Até algumas décadas atrás existia abundante disponibilidade de águas subterrâneas e superficiais em bom grau de qualidade, e a capacidade de depuração natural do ambiente ainda dissimulava os efeitos dos lançamentos dos dejetos e produtos residuais da atividade humana, diretamente no ambiente, sob a antiga premissa de que “a solução à contaminação é a diluição”.

Nos tempos atuais os efeitos de degradação estão ficando tão evidentes, que não é mais possível ficar alheio ao problema. Todas as utilidades tradicionais da água, como abastecimento, irrigação agrícola, reservatórios naturais, cultura de peixes e moluscos e recreação, entre outras, poderão ficar ainda mais comprometidas, caso sejam mantidas as políticas atuais para o setor de saneamento na maioria dos países, levando a uma situação de escassez, carestia e diminuição da qualidade de vida. Com sinais indicando que os organismos patogênicos conseguem passar as barreiras físico-químicas e biológicas dos tratamentos tradicionais das águas de abastecimento, focaliza-se a atenção atual nos processos de desinfecção e detoxificação.

Assim sendo, foram investigadas as potencialidades de método de fotocatálise a ser aplicado em nova configuração de reator para aproveitar a ação combinada da ozonização gerada indiretamente com energia solar. Os objetivos envolveram conceber, desenvolver e aplicar o fotorreator catalítico tipo cone (FTC) na desinfecção e detoxificação de efluentes secundários em sistema de saneamento integrado. Foi concebido e construído fotorreator de ozonização catalítica ($UV/TiO_2/O_3$) em sistema do tipo emerso e com recirculação, avaliando a cinética de oxidação com composto modelo e simulando as condições de aplicação.

2.METODOLOGIA

2.1 Configurações dos Sistemas e Estudos de Tratamento

O local dos estudos foi a Estação de Tratamento de Efluentes da Universidade de Santa Cruz do Sul, RS, Brasil (ETE-UNISC), considerando-se o suprimento de características de efluentes domésticos com coleta das águas negras e amarelas. A unidade piloto para os ensaios de tratamento com o processo UASB + FTC foi testada na configuração geral que aparece na Figura 1 (Voese, 2008).

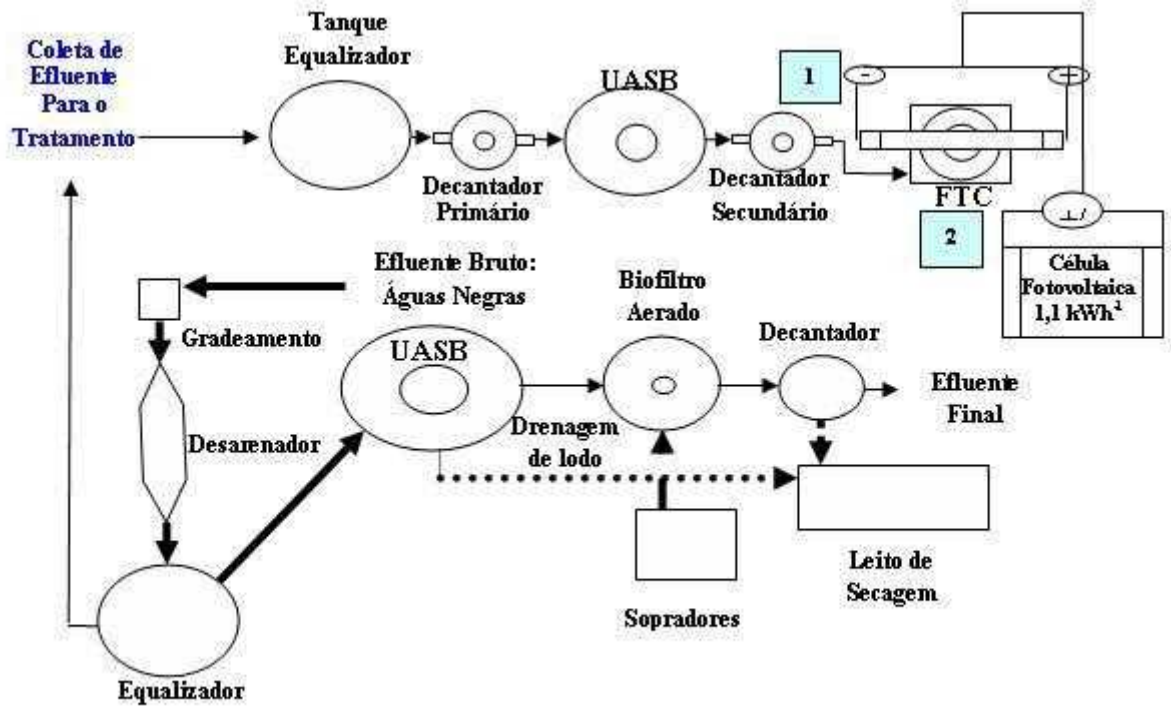


Figura 1. Esquema geral da unidade de estudos para os ensaios de tratamento – **ETE- UNISC**. Os pontos 1 e 2 foram para coleta das amostras bruta e tratada por UV/TiO_2/O_3.

O sistema esta em operação há dois anos, sendo composto por decantadores primário e secundário (300L de volume útil), antes e depois de reator UASB. O reator anaeróbio possui volume útil de 1,47 m^3, velocidade ascensional de 0,016 m h^{-1} e tempo de detenção hidráulica de 45,9 h. Já o reator FTC concebido pode ser observado na Figura 2.

As caracterizações analíticas foram feitas seguindo as recomendações do *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*, (APHA/AWWA, 2005). As amostras brutas e tratadas foram caracterizadas com os parâmetros DQO, DBO_5, Turbidez, Fósforo Total, NTK, pH, Cor Absorciométrica (600 nm), Condutividade, coliformes termotolerantes e toxicidade aguda com *Daphnia magna* Straus, 1820. Os procedimentos metodológicos da

rotina de ecotoxicologia utilizados seguem as normas da ABNT 12713 (2003a) para *Daphnia magna.*

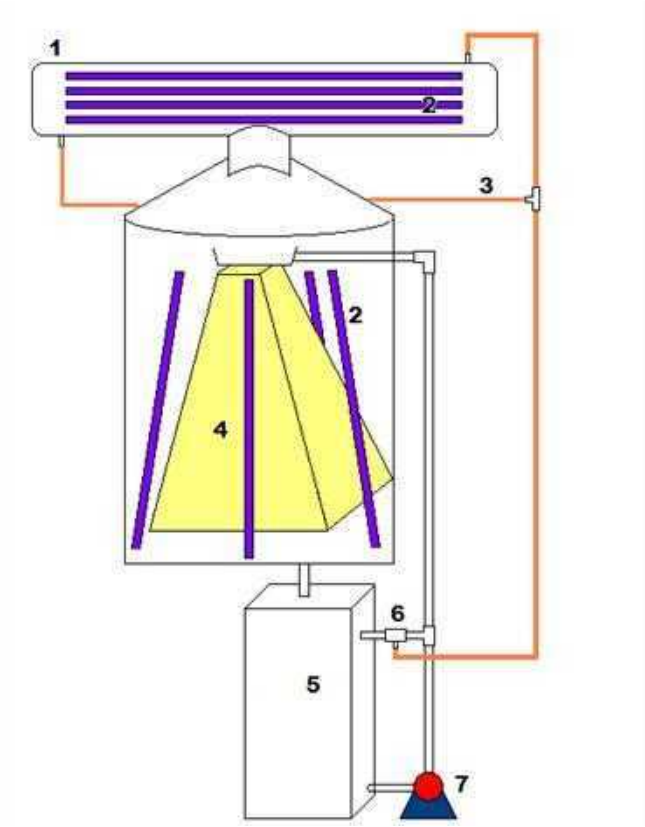


Figura 2. Fotorreator Tipo Cone (FTC). **1** – Colimador com suporte para oito lâmpadas germicidas (30 W, λ= 254 nm) dotado de entrada e saída de ar. **2** – Lâmpadas germicidas de baixa pressão de vapor de mercúrio monocromáticas (30 W, λ= 254 nm). **3**- Tubos de silicone para sucção de ar no colimador e fotorreator. Tubos de PVC ($\varnothing$ = 1 polegada) para recirculação dos efluentes. **4** – Rampas tipo cone, em acrílico, de 5 mm com ou sem TiO_2. **5** – Tanque de recirculação com 30 L de volume útil, em acrílico, dotados de adaptadores de PVC com flanges de vedação**. 6** – Tubo tipo Pitot-Venturi. **7** - Bomba centrífuga de 0,5 HP.

As variações de composição do FTC consideraram sistema colimador, construído a partir dos estudos de Daniel, 1993; suporte em acrílico para fixação do TiO_2 P25 Degussa, com adesão via aplicação de clorofórmio; tanque recirculador com volume útil de 30 L e sistemas de transferência gás-líquido tipo Pitot-Venturi. O tamanho médio de partícula e superfície específica de TiO_2 utilizado é de 24 nm e 54,2 $m^2.g^{-1}$. O FTC foi concebido para realização dos ensaios em batelada, com taxa de recirculação de 1,5 $m^3\ h^{-1}$ e com volume útil do cone

em 0,3 L. Os ensaios de tratamento dos efluentes foram feitos com amostras do tanque de equalização da ETE-UNISC. Foram utilizados 15 L de volume útil e foram investigadas as variações de desinfecção em intervalos de 1, 5, 10, 20, 30, 40, 50 e 60 minutos. Em uma segunda etapa, foram avaliados ensaios de desinfecção no tempo para efetividade máxima (30 minutos).

O FTC foi dividido em: colimador; reator rampa tipo cone; tanque equalizador e sistema de transferência gás-líquido. O colimador foi constituído de um tubo de superfície reflexível, de dimensões 66 cm de diâmetro versus 109 cm de comprimento. No seu interior estão dispostas quatro lâmpadas ultravioleta Phillips 30W. O colimador foi acoplado ao reator tipo cone através de uma passagem de 35 cm de diâmetro e de duas saídas de ½ polegada onde são ligadas duas mangueiras de coleta de ar ozonizado. Estas mangueiras foram interligadas ao sistema de transferência gás-líquido.

A determinação de ozônio em meio gasoso foi feita através do borbulhamento do ar ozonizado durante 10 min em solução absorvedora de H_3BO_3 0,1 M/KI 5% m/v e posterior medida da absorbância do íon triiodeto formado em 420 nm. No comparativo com a curva de calibração e cálculo estequiométrico foi feita a conversão da taxa de produção em mgO_3h^{-1}(Flamm, 1977). Já a determinação de ozônio dissolvido foi feita através da mistura de 10 mL do efluente ozonizado com 10 mL de solução absorvedora H_3BO_3 0,1 M/KI 5% m/v. A curva analítica foi confeccionada com misturas de solução padrão de iodo em meio à solução absorvedora com determinação do íon triodeto formado em 420 nm. A faixa de concentração selecionada foi de 0 a 10 mg L^{-1} de Iodo. Este procedimento consistiu numa variação do método de Flamm.

2.2 Ensaios de Tratamento dos Efluentes com Amostra Sintética – Azul de Metileno

O FTC permite combinações de métodos de oxidação direta, fotocatálise e fotoozonização catalítica. Foram organizadas condições operacionais para estudos de UV, UV/TiO_2, TiO_2, O_3, UV/O_3, TiO_2/O_3 e UV/TiO_2/O_3. O Quadro 1 apresenta os procedimentos usados para execução dos métodos anteriormente citados.

Quadro 1. Opções de procedimentos operacionais adotados com o reator tipo coluna FTC.

Processo	Procedimento Operacional
UV	Lâmpadas ligadas, Rampas sem TiO_2, somente bomba de recirculação ligada.
O_3	Lâmpadas ligadas e cobertas, Rampas sem TiO_2, bombas de recirculação e sucção ligadas.
TiO_2	Lâmpadas e bomba de sucção desligadas. Rampas com TiO_2.
UV/TiO_2	Bomba de sucção desligada. Rampas com TiO_2. Lâmpadas ligadas.
O_3/TiO_2	Lâmpadas do colimador ligadas e do fotorreator 9 desligadas. Bomba de sucção ligada. Rampas com TiO_2 e bocal do colimador vedado.
UV/O_3	Rampas sem TiO_2, Lâmpadas ligadas, Bomba de sucção ligada.
$UV/TiO_2/O_3$	Rampas com TiO_2, Lâmpadas ligadas, bombas ligadas.

A molécula modelo selecionada para os estudos de efetividade do processo $UV/TiO_2/O_3$ (Quadro 1) foi o azul de metileno. As recomendações de ensaios e o modelo cinético adotado foram os mesmos descritos por Hur *et al*., 2005. As soluções de azul de metileno foram feitas em concentrações de 5 mg L^{-1}, sendo estudadas em pH = 5. Os tempos máximos de tratamento foram de uma hora.

3. RESULTADOS

O campus central da UNISC em Santa Cruz do Sul, RS gera em média 110 m^3 dia^{-1} de águas negras. Esta geração envolve 16 horas de atividades, com equalização de 2 horas. O sistema UASB + FTC em unidade piloto vem sendo estudado há mais de dois anos. O tempo de detenção hidráulica no UASB da unidade piloto é de 50 horas.

No Quadro 2 são apresentados os dados iniciais de caracterização dos efluentes secundários estudados. A legislação sobre emissões de águas residuárias ainda não estabelece maiores critérios sobre limites de poluentes em esgotos domésticos para vazões diárias de até 200 m^3 dia^{-1}. No entanto os valores de coliformes seriam restritivos para classe um de reutilização das águas, ou seja, aquela que prevê o contanto direto com usuários (Hespanhol, 2002).

Quadro 2. Dados de caracterização do efluente do decantador secundário pós UASB.

Parâmetro	Valores Medidos	Resolução CONSEMA/RS 128/2006
DQO (mg L^{-1})	189,9	≤ 400
DBO5 (mg L^{-1})	90,2	≤ 180
SST (mg L^{-1})	184	≤ 180
Turbidez (mg L^{-1})	145	-
NTK (mg L^{-1})	606	20
Coliformes Termotolerantes * (NMP/100 mL)	9,0 x 10^{3}	-
Fósforo total (mg L^{-1})	2,45	-
Alcalinidade Total (mg L^{-1})	202,6	-
EC_{50} *Daphnia magna (%)*	70,71 %	FT = 4 ≡ EC50 25% até 2010**
Condutividade (μScm^{-1})	636,4	-
Temperatura (ºC)	26,3	≤ 40

* Não há limites máximos estabelecidos pela legislação estadual para uma vazão máxima de lançamento de até 200 $m^3 dia^{-1}$.
** Resolução do Conselho do Meio Ambiente do Estado do Rio Grande do Sul, Brasil -Consema 129/06.

A legislação sobre emissões de águas residuárias do Rio Grande do Sul, Brasil, ainda não estabelece maiores restrições sobre limites de poluentes em esgotos domésticos para vazões diárias de até 200 m^3 dia^{-1}. No entanto, os valores de coliformes seriam restritivos para Classe 1 de reutilização das águas, ou seja, aquela que prevê o contanto direto com usuários (Hespanhol, 2002). Pode ser considerada também a toxicidade com a *Daphnia magna* como restritiva para o reuso. Mesmo como pouco tóxica, a água residuária pode associar riscos de biomagnificação. Petala *et al*., 2009, consideram que testes crônicos de toxicidade, bem como biomarcadores podem indicar maiores valores de concentração efetiva de toxicidade. Isto reforça preocupação com os valores de EC_{50} determinados.

Outro aspecto importante dos dados de caracterização dos efluentes são os valores de turbidez e fósforo total. A concepção de filme para exposição do efluente parece ser importante para atenuar efeitos de transmitância baixa. Já os valores de fósforo indicam substrato concorrente com outras substâncias durante adsorção na superfície catalítica (Ferreira, 2005).

3.2 Ensaios de Tratamento dos Efluentes com Amostra Sintética – Azul de Metileno

Nesta etapa dos estudos foram caracterizados os ganhos para a configuração FTC. Os principais parâmetros operacionais para o fotorreator concebido aparecem no Quadro 3.

Quadro 3. Dados operacionais do FTC.

Parâmetros	Valores
Vazão de ar ozonizado ($L\ h^{-1}$)	1050
Taxa de Produção de Ozônio ($mg\ h^{-1}$)	160
Transferência de Ozônio ao meio líquido, pH = 7,5 (%)	90
Incidência radiação UV ($\mu W.cm^{-2}$)	620
Consumo de energia ($kWh\ m^{-3}$)	18

Com a configuração FTC foram feitos todos os ensaios de combinações das ações: adsorvente do semicondutor; oxidativa direta do ozônio; fotólise; fotocatalítica e de fotoozonização catalítica. Os dados do Quadro 4 comparam os valores de constantes cinéticas obtidas.

Quadro 4. Comparativo cinético considerando-se modelo de pseudo-primeira ordem em relação ao descolorimento do azul de metileno.

Método	k (min^{-1})	Equação da Reta	R
UV	-0,00019	Y = -0,00016 -0,00019 X	0,99
TiO_2	-0,001	Y =-0,03 -0,001X	0,99
O_3	-0,0006	Y = -0,006 –0.0006x	0,99
UV/O_3	-0,0027	Y=-0,05-0,0027X	0,99
UV/TiO_2	-0,017	Y= -0,02-0,017X	0,99
TiO_2/O_3	-0,002	Y = -0,03-0,002x	0,99
$UV/TiO_2/O_3$	-0,027	Y=-0,13-0,027X	0,99

A melhor condição cinética (k = 0,27 min^{-1}) foi considerada como $UV/TiO_2/O_3$, pois o maior valor de coeficiente angular, considerando-se as correlações de absorvância (Abs) log Abs/Abs_0 *versus* tempo foi obtido em quadruplicadas realizadas para cada um dos testes. O tempo de saturação da rampa de TiO_2 foi de 19 horas, sendo necessária lavagem com etanol, HCl 1 M e água para regeneração.

Dados de estudos feitos anteriormente por Hur et al., 2005 e Lourenço, 2009, são apresentados no Quadro 5.

Quadro 5. Comparação de desempenho dos fotorreatores de ozonização catalítica com os dados da literatura.

Processo	Equação de Regressão	Representatividade
$UV/TiO_2/O_3$ (Hur *et al.*, 2005)	log Y = 0,13 − 0,02910X	0,995
UV/TiO2 (Hur *et al*., 2005)	log Y = -0,15 –0,00236X	0,988
$UV/TiO_2/O_3$ – Fotorreator Tipo coluna (Lourenço, 2008)	log Y = - 0,72 – 0,0065X	0,970

O reator FTC tem dados comparáveis aos desenvolvidos por Hur *et al*., 2005, sem considerar que possui maior simplicidade de componentes de construção por gerar ozônio fotoquimicamente.

Assim sendo, foram conduzidos os ensaios de aplicação com o FTC $UV/TiO_2/O_3$ para tratamento dos efluentes secundários domésticos do reator UASB e decantador secundário.

3.3 Ensaios de Tratamento dos Efluentes Secundários - Campus Universitário

Os testes iniciais de desinfecção com o processo de fotoozonização catalítica foram realizados com o tempo máximo de 60 minutos e podem ser vistos no Quadro 6.

Quadro 6. Ensaios de fotoozonização catalítica com efluente secundário no intervalo de 60 minutos.

Tempo	Ensaio 1 Coliformes Termotolerantes (NMP/100 mL)	Ensaio 2 Coliformes Termotolerantes (NMP/100 mL)	Ensaio 3 Coliformes Termotolerantes (NMP/100 mL)
0 min	260	130	310
1 min	210	170	490
5 min	68	220	270
10 min	61	68	260
20 min	45	78	78
30 min	<18	20	45
40 min	<18	<18	20
50 min	<18	<18	<18
60 min	<18	<18	<18

Os dados demonstram oscilações não esperadas para o prosseguimento dos testes de desinfecção. Estas variações são pertinentes aos erros analíticos de uma expressão de probabilidade, o que é aplicado nos resultados das caracterizações microbiológicas. Desta forma, foram considerados para as determinações da constante cinética de desinfecção os

valores de melhor representatividade (Ensaios 2 e 3). As Figuras 3 e 4 representam a relação tempo *versus* $\ln(N/N_0)$, resgatando as expressões de correlação.

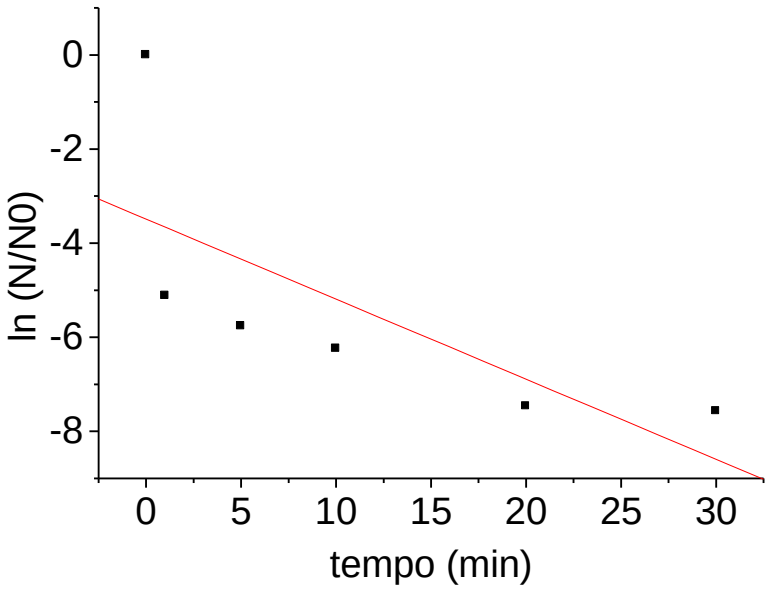


Figura 3. Curva da cinética de degradação do efluente secundário no período de 30 minutos do Ensaio 2.

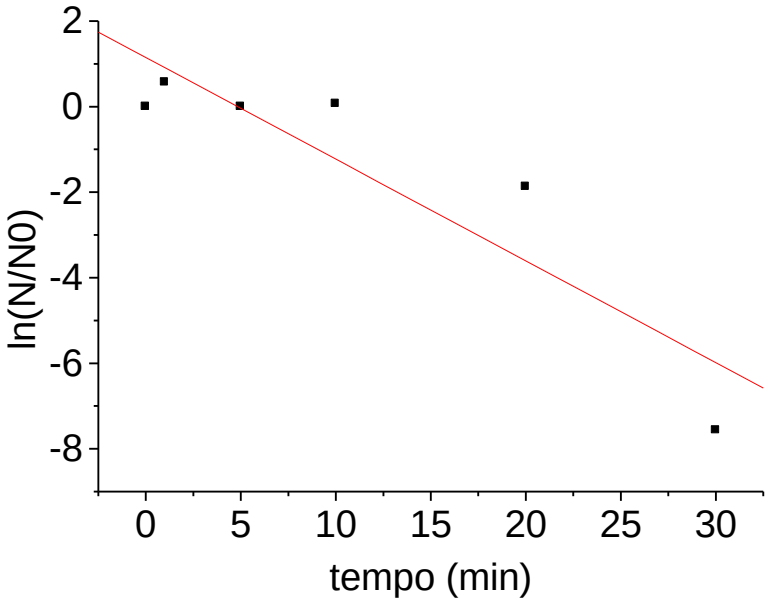


Figura 4. Curva da cinética de degradação do efluente secundário no período de 30 minutos do ensaio 3.

Nos Ensaios 2 e 3 as constantes cinéticas de desinfecção situaram-se nos valores entre 0,17 e 0,24 min^{-1}, com representatividade de 0,72 e 0,90 respectivamente. Quanto a desinfecção, observam-se valores de k com ordem comparável a dados da literatura, onde valores de 0,55 min^{-1} foram encontrados para efluentes hospitalares com NMP/100 mL inicial de 9,0 x 10^6 , significativamente maiores portanto (Albrecht, 2007). Este fato indica que a população microbiana maior poderia permitir melhores resultados, contribuindo para cinética mais favorável em termos do grau de inclinação do decaimento de desinfecção.

O Quadro 7 apresenta os resultados dos testes de Fósforo Total e Nitrogênio Total Kjedahl (NTK) correspondentes as amostras dos ensaios de fotoozonização catalítica no intervalo de 30 minutos.

Quadro 7. Resultados dos parâmetros de NTK e Fósforo Total nos ensaios de fotoozonização catalítica no intervalo de 30 minutos.

	Ensaio 1		Ensaio 2		Ensaio 3	
	NTK ($mg.L^{-1}$)	Fósforo Total ($mg.L^{-1}$)	NTK ($mg.L^{-1}$)	Fósforo Total ($mg.L^{-1}$)	NTK ($mg.L^{-1}$)	Fósforo Total ($mg.L^{-1}$)
Tempo = zero	45,7	2,21	45,7	2,5	50,3	2,22
Tempo = 30 min	42,7	1,45	45,1	1,9	46,8	1,84

Um dado relevante demonstrado no Quadro 7 é a redução de níveis de Fósforo Total que estão associados ao efeito de adsorção do semicondutor. Este fato contribui para redução dos índices de eutrofização, porém, diminuem ou saturam a atividade fotocatalítica, o que é fundamental para a efetiva desinfecção e detoxificação (Ferreira, 2005). Observando-se o Quadro 8, os resultados ecotoxicológicos são demonstrados para ensaios de 30 min.

Quadro 8. Ensaios de toxicidade aguda com *Daphnia magna* nos ensaios de fotoozonização catalítica ($UV/TiO_2/O_3$).

Tempo	EC_{50},48 h *Daphnia magna*		
	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3
Tempo = Zero	70,71%	70,71%	68,30%
Tempo = 30 min	72,01%	65,97%	70,71%

Os testes de toxicidade aguda indicam manutenção praticamente dos níveis de diluição para inativação das *Daphnias.* Testes complementares com outros níveis tróficos e biomarcadores são indicados para estudos futuros, pois a exigência é estabelecida em longo prazo até mesmo com a resolução CONSEMA 129/06 (2008).

Com as atuais exigências o fator de toxicidade (FT) ainda estaria tolerável, com valores iguais a 4, ou seja, EC_{50} de 25%, o que implicaria em diluições no corpo receptor de até quatro vezes.

As escolhas dos parâmetros NTK, Fósforo Total, NMP coliformes termotolerantes, toxicidade aguda EC_{50}, 48h indicam os principais parâmetros estabelecidos como necessários para controle (Ferreira, 2005) e críticos quanto à resolução 128/06.

4. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A configuração do reator FTC mostrou consumo de energia de 240 W para 160 mg O_3 h^{-1} e efetividade de transferência de ozônio em pH = 7,5 (90%). Como conseqüência, os valores das constantes cinéticas de descolorimento da molécula modelo com azul de metileno, e de desinfecção, foram de 0,27 e 0,24 min^{-1}, respectivamente.

Maiores valores de coliformes termotolerantes poderão atribuir valores de k maiores do que 0,24 min^{-1}, potencializando desinfecção efetiva em tempos de detenção hidráulica de até 5 min, mesmo com os valores elevados de turbidez.

A não detoxificação do efluente pode estar associada com a saturação do meio adsorvente semicondutor, exigindo tratamento prévio para remoção de fósforo total. Testes com outros níveis tróficos e biomarcadores são recomendados para futuros trabalhos.

Estudos futuros devem contemplar pré-tratamentos à fotoozonização catalítica visando atenuar a saturação via fósforo. A integração do sistema UASB + fotoozonização catalítica permitiria a obtenção de água de Classe 1 para reuso, estabelecendo possibilidade de contato direto com usuários.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12.713: (2003a). *Ecotoxicologia aquática - Toxicidade aguda - Método de ensaio com Daphnia spp. (Cladocera, Crustacea)*. Rio de Janeiro, 16 p. Brasil.

Albrecht, C. (2007). *Impactos Ambientais Dos Efluentes De Lavanderia Hospitalar E Tratamento Com Fotoozonização Catalítica*, Mestrado em Tecnologia Ambiental, Universidade de Santa Cruz do Sul. Brasil.

APHA/AWWA – AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOCIATION. *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*. 21º ed, Washington, 2005.

RIO GRANDE DO SUL , Resolução CONSEMA n^0 129/2006 *Dispõe sobre a definição de Critérios e Padrões de Emissão para Toxicidade de Efluentes Líquidos lançados em águas superficiais do Estado do Rio Grande do Sul.*

RIO GRANDE DO SUL, Resolução CONSEMA n^0 128, 24 de novembro de 2006. Diário Oficial do Estado do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 07 dez. 1999, Secretaria da Saúde e Meio Ambiente/RS, Disponível na internet**:** http://www.aquaflot.com.br/legislacao.html. Acessado em 10 de janeiro de 2008.

Daniel, L. A. (1993). *Desinfecção de esgotos com radiação ultravioleta*: fotorreativação e obtenção de parâmetros cinéticos. 1993. 164 f. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. Brasil.

Ferreira, I. V. L. (2005). *Fotocátalise Heterogênea com TiO_2 aplicada ao tratamento de esgoto sanitário secundário.* 215 p. Tese de Doutorado – (Escola de Engenharia de São Carlos) Universidade de São Paulo. Brasil.

Flamm, D. T. (1977). *Analysis of Ozone at Low Concentrations with Boric Acid Buffered KI, Environmental Science Technology*, v. 11, 978.

Hespanhol, I. (2002). Potencial de Reúso de Água no Brasil: Agricultra, Indústria, Município e Recarga de Aqüíferos. In: SANTOS, H. F.; MANCUSO, P. C. S. (org). Reúso de Água. Editora Manole. São Paulo.

Hur, J.-S.; Oh, S-O; Lim, K-M; Jung, J-S; Kim, J-W and Koh, Y-J . (2005). *Novel effects of TiO_2 photocatalytic ozonation on control of postharvest fungal spoilage of kiwifruit*, *Postharvest Biology and Technology* 35, p. 109-113.

Lourenço, A. M. (2008). *Desinfecção de Efluente Secundário Do Sistema UASB + Wetland Por Fotoozonização Catalítica,* Mestrado em Tecnologia Ambiental, Universidade de Santa Cruz do Sul. Brasil.

Petala, M., Kokokiris, L.; Samaras, P.; Papadoulos, A. and Zoboulis, A. (2009). *Toxicological and ecotoxic impact of secondary and tertiary treated sewage effluents*, Water Research, 1–12 Journal homepage: www.elsevier.com/locate/watres.

Voese, A. L. (2008). *Tratamento de Esgoto de Campus Universitário Através de Unidade Integrada UASB + Wetlands Alternados,* Mestrado em Tecnologia Ambiental, Universidade de Santa Cruz do Sul. Brasil.

DETERMINAÇÃO DE DICLOFENACO DE SODIO NO ESGOTO DOMÉSTICO DO MUNICÍPIO DE VITÓRIA-ES/BRASIL ANTES E APÓS TRATAMENTO CONVENCIONAL

Andréia Ribeiro FONTANIVE (1); Andrielly Moutinho KNUPP (2); Benedita Aparecida da SILVA (3)

Palavras-chave: Diclofenaco de sódio, Esgoto doméstico, Cromatografia

1.INTRODUÇÃO

Os esgotos domésticos recentemente têm revelado uma nova categoria de compostos de interesse ambiental, compostos emergentes, incluindo produtos farmacêuticos e de higiene pessoal (PFHP) (GHISELLI,2006). Muitos fármacos aplicados no cuidado médico humano, têm parte significativa excretada na forma de fezes e urina no esgoto doméstico, inalterados ou parcialmente transformados, e não são completamente eliminados pelas estações de tratamento em processos convencionais. A cromatografia é a principal técnica instrumental disponível para a quantificação dos PFHP em amostras ambientais. O presente estudo teve por objetivo determinar por meio de análises cromatográficas, a presença ou não do fármaco diclofenaco de sódio, no afluente e no efluente de uma Estação de Tratamento de Esgoto-ETE, em Vitória-ES, região Sudeste do Brasil.

2.METODOLOGIA

Amostras de esgosto doméstico, bruto e tratado, foram coletadas em 2 pontos da ETE-Camburi, administrada pela Companhia Espiritosantense de Saneamento-CESAN: afluente no compartimento de chegada gradeamento e desarenação (ponto 1) e efluente, após passagem pela terceira e última lagoa de tratamento convencional.

Análise Cromatográfica

As coletas foram realizadas em 03/10/07, 15/02/07 e 11-12/07/07; triplicatas de alíquotas de 100 mL de esgoto bruto e tratado foram filtradas a vácuo em membranas de 0,45µm e o analito extraido em fase sólida (SPE). A coluna cromatográfica utilizada foi LC-18 Supelco, com 250mm de comprimento, diâmetro interno de 4,6mm e espessura do filme de 5µm. A eluição da fase móvel foi feita no modo isocrático, com a proporção dos solventes: 29:71 de acetonitrila/0,1molL-1 de acetato de sódio pH 6,3 ajustado com acido acético glacial, com um fluxo de 1mL/min. O cartucho foi condicionado com 10mL de metanol e 10mL de água Milli-Q, em uma razão de fluxo de 3mL min-1. Após a passagem de 100,0mL da amostra (fluxo de 1mL min-1), o cartucho foi seco em fluxo de nitrogênio.

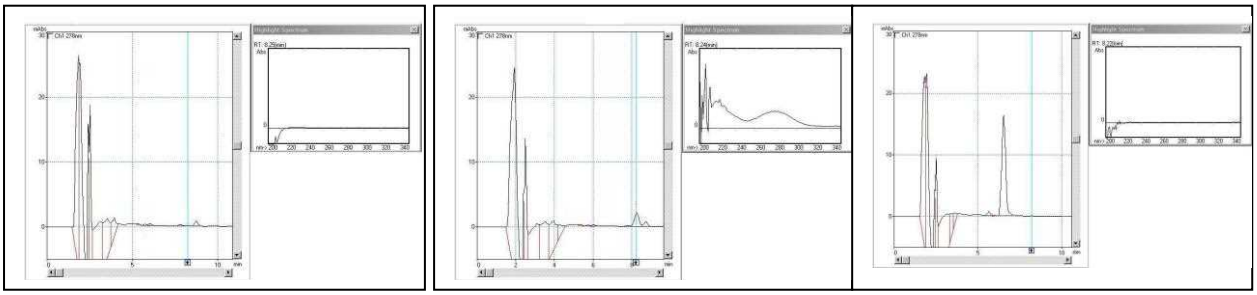
(1)e(2): Instituto Federal do Espírito Santo. Graduada em Tecnologia do Espírito Santo. Av. Vitória, 1729. Vitória, ES, Brasil. Fone: +27 3331-2110. Fax: +27 3331-2222
(3): Instituto Federal do Espírito Santo. Profa. Dra. Curso de Tecnologia do Espírito Santo. Av. Vitória, 1729. Vitória, ES, Brasil. Fone: +27 3331-2110. Fax: +27 3331-2222. benedita@ifes.edu.br

A obtenção do espectro de absorção máxima do diclofenaco de sódio pureza de 99,3% Medley ®, foi realizada em espectrofotômetro modelo Cary 5G UV-Vis-NIR (Varian) em varredura de 200 a 800 nm, com comprimento de onda selecionado em 278 nm. As determinações cromatográficas foram realizadas em cromatógrafo a líquido (SLC-10A, Shimadzu), equipado com um detector UV modelo SPD-M10AVP (Shimadzu). O cromatógrafo consistiu de um injetor manual (seringa), com volume de injeção ajustado para 20µL, e duas bombas modelo LC-10ADVP (Shimadzu). As concentrações utilizadas para confecção da curva analitica de diclofenaco sódico foram 0.1, 0. 25, 0. 5, 1. 0 e 2.0 ppm ou mg L-1. Soluções da mistura de padrões foram injetadas três vezes no cromatógrafo HPLC-UV. Foi construído o gráfico de calibrações para o medicamento em estudo relacionado–se os valores de concentrações das soluções no eixo das abscissas e os valores das áreas dos picos no eixo das ordenadas.

3. RESULTADOS E CONCLUSÕES

Nesse estudo, não foi verificado a ocorrência de pico esperado para diclofenaco sódico, nem no esgoto bruto (1A), e nem no tratado (1C), e na amostras de esgoto dopada (1B), como apresentado na Figura 1. O traço em azul, corresponde ao pico correspondente ao Diclofenaco de Sódio.

Figura 1: Cromatograma da amostra de esgoto bruto (A), tratado (C) e dopada ao centro (B)



(A) **(B)** **(C)**

Metodologias cromatográficas seguras, tanto gasosa (Ghiselle, 2006), quanto líquida (Peron, 2007) para a determinação de diclofenaco sódico em matrizes ambientais no Brasil, já estão disponíveis. As condições ambientais do município de Vitória-ES e o comportamento do fármaco, que é sujeito a fotodecomposição, devem explicar os resultados obtidos.

AGRADECIMENTO
As autoras agradecem ao Fundo de Apoio à Ciência e Tecnologia do Município de Vitória-FACITEC pelas bolsas concedidas, e a Companhia Espiritosantense de Saneamento-CESAN, pela disponibilização de acesso aos dados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ghiselli, G.; Jardim, W.F(2006). Interferentes endócrinos no ambiente. *Química Nova,* vol.30 (3) São Paulo May/June.

Peron, K. A. (2007). *Validação da metodologia analítica para a determinação do diclofenaco sódico em amostras de esgoto da estação de tratamento da cidade de Araraquara-SP***.** Dissertação de Mestrado em Química Analítica. Instituto de Química, Universidade de São Paulo, São Carlos.

DETERMINAÇÃO DE ESPÉCIES METÁLICAS EM AMOSTRAS DE ÁGUAS SUPERFICIAIS DE RIOS URBANOS

DANIELA S. ADAMATTI (1); MÔNICA S. CAMPOS (2); MARCELO GIOVANELA (3); VANIA E. SCHNEIDER (4); MARCO T. GRASSI (5); ANDREIA N. FERNANDES (6)

Palavras chave: metais, águas superficiais, Rio Tega, Rio das Antas.

Nos últimos tempos, a crescente industrialização, acompanhada do uso de espécies metálicas nos diferentes processos industriais, tem resultado num significativo aumento da contaminação dos compartimentos ambientais, principalmente de corpos aquáticos. Neste trabalho foi realizada uma avaliação preliminar da presença de espécies metálicas em amostras de água superficial de rios localizados no município de Caxias do Sul (RS, Brasil) e região. A amostragem foi feita de acordo com o protocolo de técnicas limpas, e a determinação das concentrações de As, Ba, Cd, Cr, Co, Cu, Mn, Ni, Pb, Sr, V, Sr, foi realizada em um espectrômetro de emissão ótica com fonte de plasma indutivamente acoplado (ICP-OES). De maneira geral, os maiores valores de concentração foram encontrados para as amostras coletadas no Rio Tega, em pontos localizados na região densamente urbanizada do município de Caxias do Sul. Além disso, nestes pontos de amostragem também foram encontrados as maiores concentrações de Ni, Mn e Cr, o que indica, provavelmente, a presença de fontes antrópicas de poluição, como indústrias de fundição e galvanotécnicas, uma vez que há um grande número destas na região. Os menores valores de concentração, por outro lado, foram observados para as amostras do Rio das Antas, do qual o Rio Tega é tributário, mais especificamente na região do exutório da bacia. Os resultados obtidos permitiram evidenciar prováveis fontes pontuais de contaminação em regiões mais urbanizadas, as quais reduzem a qualidade de água do rio. Apesar de o Rio Tega estar localizado em vales encaixados, com zonas que apresentam um elevado grau de depuração, é necessário que se tomem medidas de prevenção, buscando atingir metas de enquadramento do mesmo em classes de qualidade de água superiores à sua classificação atual.

---

(1) Acadêmica do curso de Engenharia Ambiental. Centro de Ciências Exatas e Tecnologia (CCET), Universidade de Caxias do Sul (UCS), 95070-560, Caxias do Sul – RS, Brasil. E-mail: DSAdamat@ucs.br

(2) Doutoranda em Química. Departamento de Química, Universidade Federal do Paraná (UFPR), 81531-990, Curitiba – PR, Brasil. Telefone: (41) 3361-3176. Fax: (41) 3361-3186. E-mail: mscampos01@gmail.com

(3) Professor Doutor do Centro de Ciências Exatas e Tecnologia da UCS. Telefone: (54) 3218-2100 R. 2796. Fax: (54) 3218-2159. E-mail: mgiovan1@ucs.br

(4) Professora Doutora do Centro de Ciências Exatas e Tecnologia da UCS. Telefone: (54) 3218-2100 R. 2508. Fax: (54) 3218-2159. E-mail: veschnei@ucs.br

(5) Professor Doutor do Departamento de Química da UFPR. E-mail: mtgrassi@quimica.ufpr.br

(6) Professora Doutora do Centro de Ciências Exatas e Tecnologia da UCS. Telefone: (54) 3218-2100 R. 2362. Fax: (54) 3218-2159. E-mail: anfernandes@ucs.br

1. INTRODUÇÃO

A gestão de recursos hídricos tem sido abordada com maior ímpeto nos últimos anos. Isso se deve ao grau de importância da água e seus diversos usos em inúmeras atividades. A proteção de ambientes aquáticos é resultado de esforços conjuntos de entidades e governos, resultando em políticas que definem metas, objetivos e ações, buscando regularizar o uso das águas, uma vez que esta é um “bem limitado e dotado de valor econômico” (LEI Nº 9.433, 1997).

A disponibilidade de água de boa qualidade é um problema enfrentado em bacias urbanas, onde se localizam as grandes cidades, nas quais o modelo de urbanização ocorreu de forma rápida e desordenada. Entretanto, as medidas de saneamento não acompanharam esse crescimento acelerado que se caracterizou principalmente pela falta de planejamento ambiental.

TUCCI (2008) afirma que as regiões urbanas deixaram de crescer em seu núcleo e expandiram-se na periferia, onde se encontram os rios e mananciais. Os rios que cruzam estas regiões urbanizadas estão com a qualidade de água comprometida, necessitando de proteção e controle. Muitos se transformaram apenas em canais de drenagem, utilizados para transporte e afastamento dos efluentes e resíduos urbanos.

Segundo FINOTTI e colaboradores (2009) são três os principais processos que interferem na qualidade de água de bacias urbanas: a drenagem urbana; o lançamento de esgotos domésticos e industriais, os quais na maioria dos casos ocorre *in natura*; e a contaminação pelo lançamento e disposição inadequada de resíduos sólidos urbanos. Todos estes processos antrópicos interferem negativamente na qualidade das águas e diretamente na saúde da população.

Uma das ferramentas que, quando realizada de maneira eficaz, auxilia na investigação e conhecimento da qualidade das águas é o monitoramento de parâmetros de qualidade. Um sistema de monitoramento visa a identificação do comportamento do rio, reconhecendo as alterações que ocorrem por contribuintes, quer seja tributários ou lançamentos domésticos e industriais. Apresenta-se como um conjunto de ações aplicadas que retornam dados e informações, os quais servirão como base para a tomada de decisões e formulações de políticas de intervenção, sendo uma das principais ferramentas

empregadas a fim de gerir da melhor maneira os recursos hídricos disponíveis (FINOTTI *et al.*, 2009).

Dentro deste contexto, o presente trabalho teve por objetivo realizar uma avaliação preliminar da qualidade das águas do Rio Tega, cuja bacia possui nascentes e tributários localizados numa região fortemente urbanizada e industrializada do município de Caxias do Sul (RS). Além disso, efetuou-se a análise da depuração de matéria orgânica e inorgânica ao longo do perfil do rio, relacionando a influência da contribuição de suas águas para o Rio das Antas. O trabalho também abordou o enquadramento das águas do Rio Tega de acordo com o previsto pela Resolução CONAMA 357/2005, sendo a mesma determinante para definição dos usos preponderantes dentro da bacia hidrográfica.

2. PARTE EXPERIMENTAL

2.1. Área de Estudo

O Rio Tega (Figura 1) atravessa o município de Caxias do Sul (RS) em quase toda sua extensão no sentido leste-oeste, abrangendo as regiões norte, nordeste e sudeste. Este curso d'água deságua no Rio das Antas, o qual tem continuidade como Rio Taquari e na sequência une-se ao Rio Jacuí desaguando após no Lago Guaíba. Está inserido na Bacia Hidrográfica Taquari-Antas, uma das sub-bacias da região Hidrográfica do Guaíba. Localiza-se em uma região de planaltos com clima subtropical Cfb, apresentando invernos frios e verões quentes. Esta porção do Estado é uma das regiões mais desenvolvidas, sendo formada por municípios que se caracterizam por possuírem uma base econômica voltada para um setor industrial em crescimento. Possui ainda grande capacidade de depuração em seu curso em direção à foz, decorrente principalmente da sua característica de trecho ritral em vale encaixado, com corredeiras e cachoeiras que influenciam na oxidação química e biológica dos compostos lançados na zona urbana.

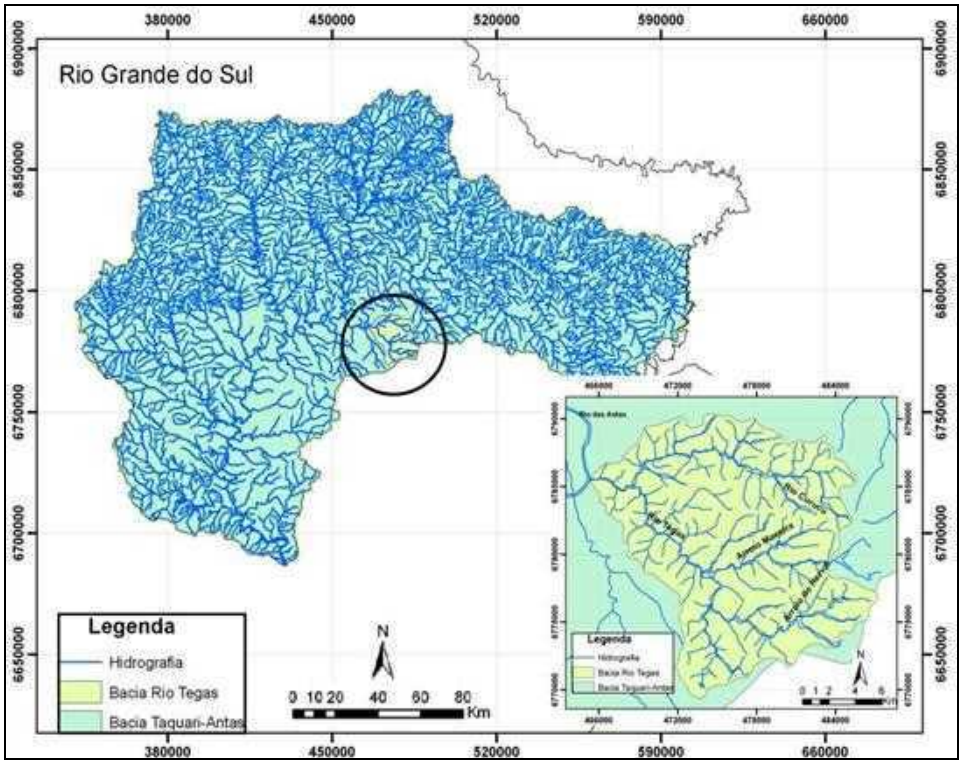


Figura 1. Localização da Bacia do Rio Tega.

A bacia do rio em estudo abrange uma área de 275,41 km². Caracteriza-se por regimes torrenciais e escoamentos superficiais rápidos, pois apresenta declividade média elevada. Possui uma rede de drenagem densa com tendência radial, de pouca profundidade e baixa permeabilidade dos solos (FEPAM, 2010). Sua formação ocorre com o encontro do Arroio Dalbó, formando o Arroio Herval, que mais à jusante recebe as águas do Arroio Samuara. Em seguida, une-se ao Arroio Maestra, passando a ser denominado Rio Tega.

2.2. Coleta e Preparo das Amostras

A amostragem das águas superficiais foi realizada em diferentes locais da região metropolitana do município de Caxias do Sul (RS) (Tabela 2). Todas as coletas foram feitas de acordo com o protocolo de técnicas limpas, de forma a evitar a contaminação das amostras desde a coleta até o momento das análises (CAMPOS *et al.*, 2002).

Tabela 2. Descrição dos pontos de coleta.

Ponto de coleta	Descrição
Ponto 1	Presença de residências e indústrias, cujo efluente é drenado diretamente para o Rio Tega.
Ponto 2	Presença de residências e indústrias, cujo efluente é drenado diretamente para o Rio Tega.
Ponto 3	Montante do Aterro Sanitário São Giácomo, com ausência de mata ciliar e presença de grande quantidade de resíduos no local, além de grande densidade de domicílios.
Ponto 4	Jusante do Aterro Sanitário São Giácomo, com ausência de mata ciliar e presença de grande quantidade de resíduos no local.
Ponto 5	Primeira usina hidrelétrica comunitária de Caxias do Sul que se encontra em obras para reativação. Presença de vegetação mais densa e áreas preservadas.
Ponto 6	O ponto localiza-se na foz do Rio Tega (exutório), onde este deságua no Rio das Antas.
Ponto 7	O Montante ao Rio Tega. Este ponto localiza-se sobre o Rio das Antas, antes deste receber as águas do Rio Tega.
Ponto 8	Jusante ao Rio Tega. Este ponto localiza-se no Rio das Antas, após ter recebido as águas do Rio Tega.

2.3. Determinação dos Parâmetros Físico-Químicos

Para identificação da qualidade de água do Rio Tega foram realizadas três campanhas de amostragem com frequência semestral entre os anos de 2008 e 2009. As amostras foram coletadas e armazenadas de acordo com a norma NBR 9898 (ABNT, 1987), sendo em seguida encaminhadas ao laboratório onde foram determinados os seguintes parâmetros físico-químicos: oxigênio dissolvido (OD), demanda bioquímica de oxigênio (DBO), demanda química de oxigênio (DQO), pH, fósforo total, nitrogênio amoniacal, coliformes fecais, temperatura, e sólidos suspensos totais. As análises foram realizadas com base nos métodos propostos pela FEPAM (Fundação Estadual de Proteção Ambiental Henrique Luis Roessler / RS) e pelo *Standard Methods for Examination of Water and Wastewater* (APHA, 2005). Os resultados foram então comparados à Resolução CONAMA 357/2005, com o intuito de identificar os padrões necessários para o atendimento dos usos preponderantes na bacia hidrográfica.

2.4. Determinação das Espécies Metálicas

A determinação das espécies metálicas foi realizada com o objetivo de avaliar a influência da atividade industrial sobre a qualidade da água, já que a região abriga indústrias galvânicas, as quais utilizam espécies metálicas em seu processo produtivo, como Cr, Ni, e

Zn. A determinação das concentrações das espécies metálicas (As, Ba, Cd, Cr, Co, Cu, Mn, Ni, Pb, Sr, V, Sr) foi realizada por meio do método de calibração externa, o qual requer a medição de um conjunto de soluções-padrão com concentração conhecida dos analitos de interesse. As soluções utilizadas para a construção das curvas analíticas foram preparadas em balões volumétricos, a partir das soluções mono-elementares, em meio de HNO_3 2% (v/v). As análises foram realizadas em um espectrofotômetro de emissão ótica com fonte de plasma indutivamente acoplado (ICP-OES).

3. RESULTADOS e DISCUSSÃO

Os corpos hídricos têm sua qualidade influenciada por lançamentos tanto de origem orgânica como inorgânica. A introdução de matéria orgânica no sistema hídrico resulta, indiretamente, no consumo do oxigênio dissolvido neste sistema. Isto se deve aos processos de estabilização da matéria orgânica (VON SPERLING, 2007), comprometendo a qualidade de água e a vida aquática. O comprometimento da qualidade de água por cargas orgânicas podem ser avaliados pelas principais variáveis sanitárias. A Tabela 3 apresenta as concentrações médias obtidas para os parâmetros físico-químicos para os seis primeiros pontos de monitoramento estudados.

Os resultados obtidos permitem identificar os principais pontos de contribuição de material orgânico e nutrientes. Destacam-se os valores encontrados nos pontos 1 e 2, que estão situados na região mais urbanizada da bacia. São pontos diretamente influenciados pelo lançamento de efluentes (sem tratamento) e resíduos urbanos descartados de forma indevida. À montante do ponto 2, situa-se o aterro sanitário São Giácomo, o qual contribui para a elevação da concentração de matéria orgânica, uma vez que o líquido percolado é apenas parcialmente tratado e depois lançado no recurso hídrico.

Tabela 3. Resultados dos parâmetros físico-químicos obtidos nas campanhas realizadas.

Parâmetros	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4	Ponto 5	Ponto 6
Coliformes fecais (NMP 100 mL^{-1})	7,30E+04 ± 4,93E+04	1,13E+05 ± 1,63E+05	1,29E+03 ± 1,75E+03	8,47E+03 ± 1,26E+04	6,81E+02± 7,74E+02	4,48E+03± 8,35E+03
Fósforo total (mg L^{-1})	1,1 ± 0,19	0,6 ± 0,74	0,5 ± 0,41	0,6 ± 0,24	0,07 ± 0,04	0,16 ± 0,05
Nitrogênio Amoniacal (mg NH_3-N L^{-1})	8,7 ± 1,19	8,0 ± 6,92	1,3 ± 0,62	1,3 ± 1,28	0,02 ± 0,09	0,47 ± 0,43
Sólidos Suspensos Totais (mg L^{-1})	17,3 ± 3,55	45,4 ± 51,59	35,6 ± 28,74	16,6 ± 3,86	15,20 ± 2,6	19,95± 8,92
DBO (mg L^{-1})	8,9 ± 3,15	18,2 ± 8,31	10,2 ± 6	5,8 ± 1,16	4,75 ± 4,35	2,05 ± 0,82
DQO (mg O_2 L^{-1})	36,3 ± 9,29	35,3 ± 3,79	21,0 ± 10,44	24,7 ± 16,17	36,75 ± 33,02	7,25 ± 3,1
OD (mg O_2 L^{-1})	6,5 ± 1,63	6,2 ± 1,44	6,4 ± 1,99	6,3 ± 1,42	7,58 ± 2,26	8,75 ± 2,32
pH	7,5 ± 0,31	7,3 ± 0,86	7,7 ± 0,4	7,8 ± 4,52	7,49 ± 3,78	7,39 ± 3,71

A Figura 2 apresenta o perfil de DBO, OD e DQO para alguns dos pontos estudados. Esta figura evidencia o fenômeno de autodepuração do curso d'água. Considerando que ocorra um despejo predominantemente orgânico e biodegradável à montante do ponto 2, durante o seu curso o rio apresentará uma redução efetiva de concentração de compostos orgânicos, principalmente devido à configuração de sua calha, permitindo a re-aeração.

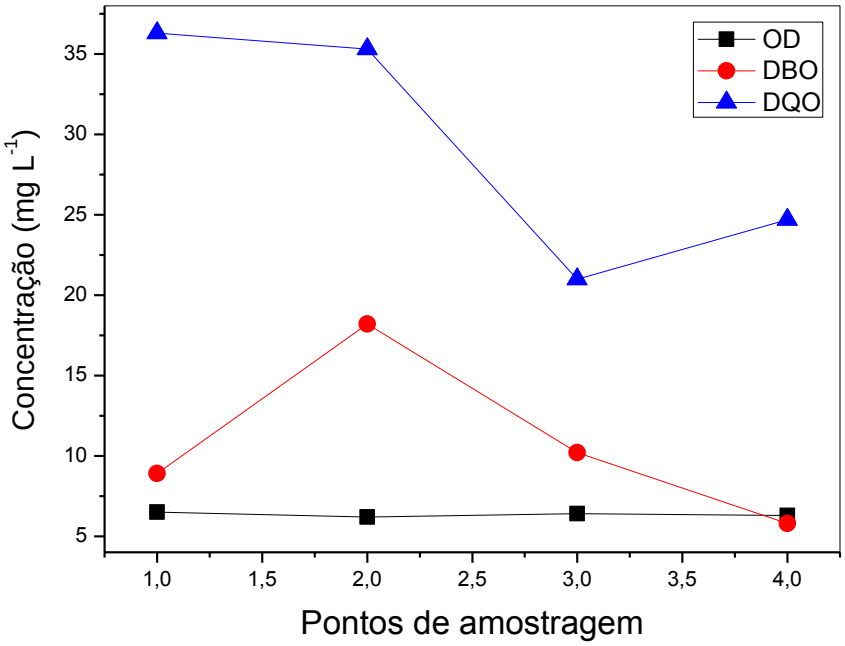


Figura 2. Perfil de OD, DBO e DQO no curso do Rio Tega.

Segundo VON SPERLING (2007), ao longo do trecho do rio formam-se quatro zonas: a de degradação, decomposição ativa e recuperação, atingindo setores/zonas de águas limpas quando não houver mais despejo. Estas zonas podem ser identificadas na Figura 2.

Em elevada concentração de DBO e DQO (ponto 2), ocorre a redução de OD (degradação), o qual logo recupera-se ao longo do curso d'água (zona de recuperação). Essa capacidade de depuração é resultante das características energéticas do rio. Por se tratar de um rio de montanha, localizado em um vale encaixado de forte declividade e com vários acidentes geológicos, configurados em corredeiras e cachoeiras, a depuração está associada à oxigenação propiciada por estes acidentes.

A Figura 3 apresenta a variação dos nutrientes fósforo total e nitrogênio amoniacal para alguns dos pontos estudados. A determinação destes parâmetros é fundamental, pois são precursores de processos de eutrofização. Constata-se que, assim como ocorre com a matéria orgânica, o rio apresenta comportamento semelhante na transformação de nitrogênio e fósforo, sendo que estes são removidos por outros mecanismos e processos. Estes nutrientes, nos pontos 1 e 2, apresentam concentrações mais elevadas, acima do estabelecido pela resolução CONAMA 357/2005 para enquadramento em classe 3.

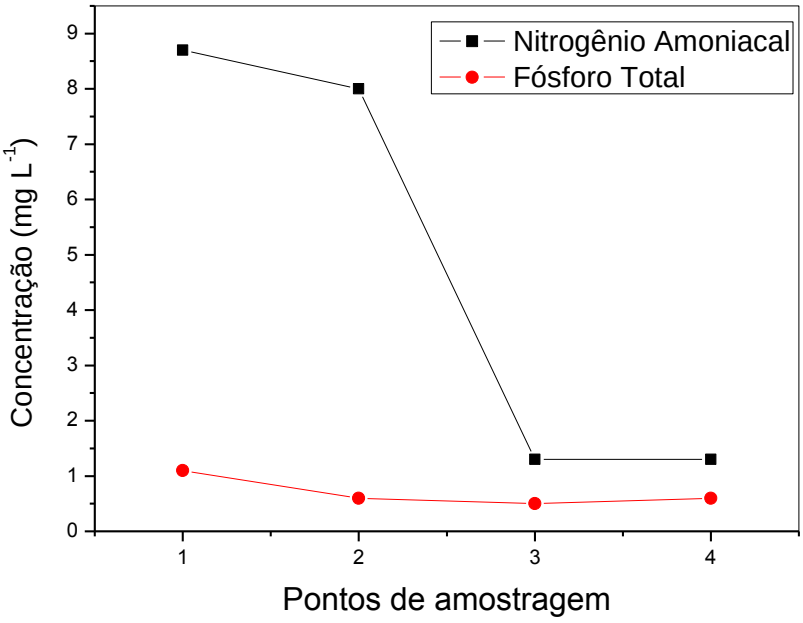


Figura 3. Perfil de nutrientes no curso do Rio Tega.

As concentrações das espécies metálicas são mostradas na Tabela 4, que apresenta o perfil de variação de alguns elementos nos pontos amostrados. De acordo com os dados encontrados, observa-se um comportamento semelhante ao da concentração de matéria orgânica e nutrientes no curso d'água. Maiores valores de concentração de espécies metálicas, como Ni, Mn, e Cr, provavelmente indicam a presença de fontes antrópicas de poluição como indústrias de fundição e galvanotécnicas, sendo que há um grande número

destas na região correspondente ao ponto 1. Neste ponto, obtiveram-se concentrações médias de Ni de 0,5 mg L^{-1}, valor 20 vezes superior ao limite estabelecido pela resolução CONAMA 357/2005, cujo valor é de 0,025 mg L^{-1}. Na direção à jusante, ocorre redução na concentração destes elementos, em virtude da deposição nos sedimentos das áreas de remanso, sendo que este compartimento funciona como estoque de poluentes (FILGUEIRAS *et al*., 2004 apud SANTANA, 2007). São encontrados valores inferiores a 0,3 mg L^{-1} já no ponto 3, reduzindo a concentrações de 0,04 mg L^{-1} na foz do Rio Tega.

Tabela 4. Concentração (mg L^{-1}) das espécies metálicas nos pontos amostrados.

Elemento	Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3	Amostra 4	Amostra 5	Amostra 6	Amostra 7	Amostra 8
As	0,009	0,008	0,014	0,007	0,008	0,011	0,008	0,009
Ba	0,051	0,049	0,046	0,043	0,030	0,015	0,036	0,019
Cd	0,001	< 0,001	0,001	< 0,001	< 0,001	< 0,001	< 0,001	< 0,001
Co	0,003	0,006	0,004	0,003	< 0,001	< 0,001	< 0,001	< 0,001
Cr	0,156	0,193	0,123	0,092	0,021	0,011	0,032	0,009
Cu	0,060	0,066	0,022	0,021	0,003	< 0,001	0,008	< 0,001
Mn	0,313	0,322	0,292	0,249	0,126	0,003	0,025	0,009
Ni	0,508	0,429	0,197	0,150	0,056	0,002	0,039	0,006
Pb	0,002	0,004	0,003	0,004	0,003	0,006	0,003	0,004
Sr	0,053	0,051	0,046	0,044	0,026	0,008	0,030	0,013
V	< 0,001	< 0,001	< 0,001	< 0,001	< 0,001	< 0,001	< 0,001	< 0,001
Zn	0,376	0,255	0,106	0,095	0,045	0,009	0,082	0,021
Somatório	**1,5316**	**1,3821**	**0,8534**	**0,7053**	**0,3177**	**0,0642**	**0,2618**	**0,0904**

A influência sobre o Rio das Antas, onde o Tega deságua, é discreta, no sentido que a jusante de sua foz apresenta concentrações maiores, principalmente de nutrientes como fósforo total e nitrogênio amoniacal. Neste caso, a influência pode estar relacionada com atividade agrícola. Quanto à matéria orgânica, esta não apresentou elevação à jusante do ponto de encontro com o Rio Tega. Isso está associado ao incremento de vazão que ocorre no trecho do Rio das Antas, proveniente de tributários e do próprio curso d'água. Salienta-se que estes resultados apontam para uma definição da qualidade de água no momento da coleta, e que valores médios se tornarão mais precisos na análise da variabilidade de parâmetros quando houver um número maior de amostras, o que possibilitará estabelecer relações entre as variáveis e influências de cursos d'água.

4. CONCLUSÃO

Os resultados das análises nos pontos de monitoramento localizados em regiões estratégicas do Rio Tega permitiram evidenciar um fato que ocorre em muitos rios urbanos: fontes pontuais de contaminação, as quais reduzem a qualidade de água do rio, transformando este num sistema de drenagem de afastamento de efluentes. Apesar de estar localizado em vales encaixados, com zonas que apresentam um elevado grau de depuração, é necessário que se tomem medidas de melhoria no saneamento, buscando atingir metas de enquadramento do rio em classes de qualidade de água superiores à sua classificação atual (classe 4). O município de Caxias do Sul tem investido neste propósito, através dos Planos de Esgotamento Sanitário e o Plano de Drenagem Urbana. Estes planos prevêem várias obras, dentre as quais a instalação de dezessete Estações de Tratamento de Efluentes - ETEs (cinco delas, já em funcionamento). Uma em particular, ETE Tega, deverá captar o próprio rio à jusante do Aterro São Giácomo, tratando e devolvendo ao seu caudal. Com isto a qualidade da água do Rio Tega deverá sofrer um impacto positivo significativo, permitindo uma revitalização do mesmo a partir do ponto 2. Agregar informações como dados de vazão, através de séries históricas, é um dos objetivos a serem alcançados durante os próximos anos de monitoramento, o que permitirá analisar de forma mais detalhada a qualidade de água do Rio Tega e a influência de picos de vazão de efluentes dentro da bacia.

REFERÊNCIAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9898 - Preservação e técnica de amostragem de efluentes líquidos e corpos receptores. Rio de Janeiro, 1987.

APHA. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, 21ª ed., 2005.

LEI Nº 9.433, de 8 de Janeiro de 1997. Institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, cria o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/LEIS/L9433.htm>. Acesso em: 21 jan. 2010.

CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente. Resolução n°. 357 de 2005. Disponível em: www.mma.gov.br/. Acesso em: 21 jan. 2010.

FINOTTI, A. R.; FINKLER, R.; SILVA, M. D.; CEMIN, G. Monitoramento de Recursos Hídricos em Áreas Urbanas. Caxias do Sul, RS. Educs, 2009.

FEPAM – Fundação Estadual de Proteção Ambiental Henrique Luis Roessler / RS. Qualidade das águas da bacia hidrográfica do Rio das Antas e Rio Taquari. Disponível em:

<www.fepam.rs.gov.br/qualidade/qualidade_taquari_antas/taquariantas.asp>. Acesso em: 21 jan. 2010.

SANTANA, G. P. Estudo de metais pesados (Co, Cu, Fe, Cr, Ni, Mn, Pb e Zn) na Bacia do Tarumã-Açu Manaus - (AM). Acta Amazônica, 37, 1, p. 111-118, 2007.

TUCCI, C. E. M. Águas urbanas. Estudos avançados, 22, 63, p.1-16, 2008.

VON SPERLING, M. Estudos e modelagem da qualidade de água em rios. 1ª. ed., Belo Horizonte: UFMG, 2007. 588 p.

DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS CINÉTICOS ATRAVÉS DE RESPIROMETRIA – INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS DO SUBSTRATO

SEMITELA S.[1)]; PINTO S.[2)]; ALBUQUERQUE A.[1)]; FERREIRA F.[2)]; MATOS J.[2)]

RESUMO

Os estudos de cinética do crescimento biológico e consumo de substratos são fundamentais para a compreensão dos mecanismos de remoção de substratos em sistemas de tratamento de águas residuais. A respirometria é um método fiável para a determinação de parâmetros cinéticos num período de tempo curto e com reduzidos meios analiticos. Realizaram-se duas series de ensaios respirométricos com lamas (fonte de biomassa) da linha de recirculação da vala de oxidação da ETAR de Valhelhas-Manteigas. Numa das séries injectou-se afluente bruto, noutra uma mistura de afluente bruto com lamas recirculadas (fontes de substrato orgânico), a fim de se avaliar o efeito de substratos com características diferentes na cinética do processo. Os resultados permitiram concluir que a presença de matéria orgânica particulada nas amostras da série 2 levou a um consumo mais lento de OD. As taxas de crescimento (μ_H e $\mu_{max,H}$) foram inferiores nos ensaios onde se utilizou um substrato orgânico mais difícil de biodegradar o que reflecte a dificuldade de crescimento dos microrganismos heterotróficos aeróbios naquelas condições. Os valores de Ks indicam que o substrato foi limitante nestas condições.

PALAVRAS-CHAVE: lamas activadas, parâmetros cinéticos, respirometria, substratos

[1)] Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Universidade da Beira Interior, Bloco II das Engenharias, Calçada Fonte do Lameiro, 6201-001 Covilhã, Tel.: 275329981, Fax: 75329969, E-mail: ssemitela@gmail.com, ajca@ubi.pt

[2)] Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Instituto Superior Técnico, Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisboa, Tel.: 218418371, E-mail: sarappinto@gmail.com, filipaf@civil.ist.utl.pt, jsm@civil.ist.utl.pt

1. INTRODUÇÃO

A determinação de parâmetros cinéticos envolve, geralmente, a realização de ensaios *batch*, cujos procedimentos são variáveis em função do tipo e caracteristicas do efluente (Grady Jr. *et al*., 1999), baseados no formalismo de Monod. Estes ensaios envolvem a colheita de amostras frequentes no tempo para a determinação de parâmetros como o pH, oxigénio dissolvido (OD), temperatura, carência bioquímica de oxigénio (CBO), carência química de oxigénio (CQO), sólidos suspensos totais (SST) e sólidos suspensos voláteis (SSV). Além de morosos e de exigirem significativos meios técnicos e humanos, estes ensaios não são reprodutíveis (i.e. normalmente utiliza-se uma amostra por ensaio). Se a matéria orgânica (substrato orgânico) estiver muito diluída ou a sua concentração for muito baixa, a utilização deste tipo de ensaios apresenta dificuldades de execução, especialmente quando a razão inicial de substrato/biomassa (S_0/X_0) é baixa (Ferreira, 2004).

A respirometria é um método fiável e rápido para a determinação de constantes cinéticas do crescimento microbiológico e do consumo de substrato, em especial para baixas razões de S_0/X_0, sendo muito útil para a avaliação do funcionamento e modelação do processo de tratamento por lamas activadas (Spanjers *et al*., 1998). A medição directa da taxa de consumo de oxigénio fornece informação sobre o metabolismo dos microrganismos, permitindo a determinação de parâmetros cinéticos e estequiométricos que integram os formalismos de Monod ou Haldane (este último para substratos inibidores) (Grady *et al*., 1999; Ferreira, 2004). A maioria dos parâmetros determináveis através de métodos respirométricos que integram o modelo ASM para lamas activadas, que é também o mais utilizado em softwares comerciais para a simulação do processo (p.e. GPS-X, BioWin e Aquasim).

A Estação de Tratamento de Águas Residuais (ETAR) de Valhelhas-Manteigas foi recentemente objecto de monitorização, a fim de se obterem dados para a sua simulação dinâmica (Pinto, 2010). Foram observadas alterações das condições de operação (p.e. períodos de arejamento e de recirculação que alternavam com paragem dos arejadores e da estação elevatória de recirculação) e variação significativa das características do afluente (presença de contribuições de origem industrial e/ou pluvial) que poderão ter produzido alterações da actividade dos

microorganismos, influenciado o seu crescimento e velocidade de remoção de compostos orgânicos e de azoto, e afectado o rendimento do tratamento. Assim, entendeu-se que seria útil avaliar a variação dos parâmetros que caracterizam o crescimento de microrganismos heterotroficos e o consumo de substrato orgânico para duas condições de operação observadas na vala de oxidação daquela ETAR.

O objectivo deste trabalho é estimar os parâmetros cinéticos e estequiométricos do formalismo de Monod, utilizando duas fontes de substrato orgânico com características diferentes (afluente bruto e mistura de afluente bruto com lama recirculada). Pretende-se avaliar a variação daqueles parâmetros para duas condições de operação observadas na vala de oxidação da ETAR de Valhelhas-Manteigas (com e sem recirculação de lamas) com a finalidade de possibilitar a sua modelação futura.

2. CINÉTICA DO CRESCIMENTO MICROBIOLÓGICO

As caracteristicas e concentração do substrato pode constituir limitação para o crescimento microbiológico, sendo este efeito explicado na formulação de Monod (Metcalf e Eddy, 1991). Este formalismo considera que a taxa específica de crescimento celular (μ) é directamente proporcional à taxa específica máxima de crescimento celular (μ_{max}) e depende da concentração de substrato (S), que pode ser limitante, e da concentração de saturação para o substrato (K_S), podendo, esta última, ser definida pela concentração de substrato à qual corresponde um valor de μ_{max} igual a $\mu_{max}/2$. Em condições *quase estacionárias* a variação da biomassa é considerada constante no tempo (*i.e.* dX/dt=0, sendo X a concentração de microrganismos no sistema).

Parte do substrato orgânico removido é convertido em novas células, enquanto que outra parte é transformada em subprodutos inorgânicos e orgânicos. O coeficiente de rendimento celular (Y) define a massa de células formadas por massa de substrato consumido, enquanto a taxa específica máxima de consumo de substrato por unidade de massa de microrganismos (k) é igual a $\mu_{máx}/Y$.

Nos processos de biodegradação, contudo, parte dos microrganismos encontram-se em fase estacionária de crescimento, ou de decaimento, enquanto outros desaparecem por morte ou devido à acção de predadores. Esta ocorrência é, normalmente, incorporada no formalismo através da inclusão de um coeficiente de

decaimento celular (b), associado à respiração endógena, que se admite proporcional à concentração de microrganismos no sistema. Para concentrações de substrato muito baixas, a taxa de crescimento dos microrganismos é afectada negativamente, apresentando, portanto, valores reduzidos. Esta limitação pode, por outro lado, levar a um aumento da taxa de decaimento tal que, para um determinado valor de S, as taxas de crescimento e decaimento se igualem (Grady *et al*., 1999).

Os microrganismos necessitam de condições ambientais estáveis para o crescimento e remoção de substratos que podem ser mantidas através, entre outros factores, do controlo do pH e OD, da regulação da temperatura, da adição de micro e macronutrientes, da manutenção de condições hidrodinâmicas e de tempos de residência celular que favoreçam o contacto entre a biomassa e o substrato e da relação S_0/X_0.

De acordo com Mathieu e Etienne. (2000), Ellis *et al*. (1996), Grady *et a*l. (1999) e Chudoba *et al.* (1992), a relação S_0/X_0 influencia a cinética do crescimento microbiológico. Utilizando uma relação baixa (inferior a 4) obtêm-se parâmetros mais representativos da realidade porque a multiplicação das células é evitada, mantendo-se o estado fisiológico existente no ambiente do qual foram retiradas. Se aquela relação for elevada haverá um significativo aumento do crescimento das células pelo que os parâmetros não irão ser representativos do ambiente da qual foram retiradas. Segundo Brouwer *et al.* (1998) esta relação determina se prevalecem condições catabólicas ou anabólicas no reactor. Quando relação S_0/X_0 é alta, prevalece o anabolismo e a biomassa tem substrato suficiente para o seu crescimento.

Assim, para se obter a relação S_0/X_0 desejável (baixa) para a determinação dos parâmetros do formalismo de Monod é aconselhável esgotar o substrato orgânico (S) numa fase prévia dos ensaios experimentais (Grady *et al*., 1999).

3. DETERMINAÇÃO DE PARAMETROS CINÉTICOS POR RESPIROMETRIA

Nas últimas duas décadas, a respirometria tem vindo a ser aplicada para a determinação de parâmetros que permitem a modelação do processo de lamas activadas, em particular do modelo ASM (Gujer *et al*., 2000). Esta técnica consiste na medição da variação de OD e na interpretação da taxa de consumo de oxigénio por unidade de tempo e volume (OUR) (Spanjers *et al*., 1998).

De acordo com Ferreira (2004), num reactor batch de uma cultura mista observa-se que os parâmetros cinéticos são ligeiramente heterogéneos, o que pode estar relacionado com as espécies/géneros de bactérias existentes e com o estado fisiológico inicial da cultura. Assim, os parâmetros cinéticos de biodegradação tais como μ_{max}, K_S e Y podem ser também afectados, pelo que devem ser cuidadosamente analisados.

Os respirómetros podem ser operados de diferentes formas: em continuo, em descontinuo (para/arranca), com arejamento continuo, com arejamento interrompido, com uma ou múltiplas injecções de substrato, abertos, fechados ou híbridos. Do ponto de vista conceptual, a operação de um respirómetro aberto, de acordo com a metodologia proposta por Ros (1993), inclui quatro principais fases: na fase I o seu conteúdo é arejado até se atingir oxigénio de saturação (ODs); na fase II o arejamento é desligado para permitir a medição da taxa de respiração endógena (r_e); após o esgotamento do OD, reinicia-se o arejamento (fase III) para determinar o coeficiente de transferência de oxigénio (KLa); na fase IV é adicionado o substrato, permitindo o desenvolvimento da curva que se designa por respirograma (esta fase pode, ou não, ser arejada).

A curva OUR no tempo pode ser obtida a partir da diferença de OD (ΔOD) em cada intervalo de tempo (Δt) de medição. A taxa de respiração endógena (r_e) está associada ao consumo de oxigénio na ausência de substrato, correspondendo ao valor absoluto do declive da recta do oxigénio em função do tempo na fase de respiração endógena. Nos respirómetros abertos é necessário garantir que, em todos os ensaios, o arejamento da fase III ocorre em condições similares, podendo este aspecto ser controlado através da determinação do coeficiente de transferência de oxigénio (KLa). O KLa (h^{-1}) pode ser determinado durante a fase de rearejamento (fase III) até à saturação de OD, utilizando a Eq. (1) (Ros, 1993), após o esgotamento do substrato residual. A Eq. (1) pode ser linearizada, logaritmizando ambos os lados da expressão e KLa corresponderá ao declive da recta ln (ODs-ODt) vs t.

$$\frac{dOD}{dt} = KLa.(ODs - ODt) \qquad (1)$$

Os parâmetros relativos ao crescimento da biomassa e consumo do substrato são determinados após a injecção de substrato (fase III).

A taxa de decaimento (b, d^{-1}) corresponde ao declive da recta de regressão ln (OUR(t)) vs t (Ekama *et al*., 1986), enquanto o valor de Y (mg SSV-CQO/mg CQO) pode ser obtido através da Eq. (2) (Rozich e Gaudy, 1992), sendo Xt a concentração de SSV durante um período de tempo na fase de crescimento da biomassa (mg/L), Xo a concentração inicial de SSV (mg/L) e fcv um factor de conversão para a biomassa (para a conversão de SSV em SSV-CQO, normalmente assumido como sendo igual a 1,42 mg CQO/mg SSV-CQO (Grady *et al*., 1999). Y é estimado a partir do declive da recta (ODs-ODt) vs (Xt-Xo), que é igual a (1/Y-fcv).

$$(\mathrm{Xt} - \mathrm{Xo}) = \frac{(\mathrm{ODs} - \mathrm{ODt})}{(1/\mathrm{Y} - \mathrm{fcv})} \qquad (2)$$

A μ (d^{-1}) representa o crescimento de biomassa (X, mg SSV/L) em função do consumo de substrato (S, mg CQO/L) e é proporcional a $\Delta x/\Delta t$. De acordo com Rozich e Gaudy (1992), corresponde ao declive da recta ln X vs t traçada em escala logaritmica. μ relaciona-se com Ks e μ_{max} através da Eq. (3). O Ks (mg/L) é igual à concentração de substrato (S) para a qual $\mu = ½\ \mu_{max}$. Estes dois parâmetros são obtidos por ajustamento paramétrico da Eq. (3) a valores de μ e S determinados em vários ensaios, utilizando um procedimento de minimização do erro entre os valores experimentais e os valores simulados, como apresentado em Albuquerque e Santana (2004). Se o valor de Ks for inferior à concentração de substrato correspondente a $\mu_{max}/2$, este é considerado limitante para o crescimento da biomassa.

$$\mu_i = \frac{\mu_{\max} . S_i}{(Ks + S_i)} \qquad (3)$$

No Quadro 1 apresentam-se os valores dos parâmetros cinéticos e estequiométricos para o crescimento de microrganismos heterotróficos encontrados na literatura consultada.

Quadro 1. Valores de constantes cinéticas e estequiométricas encontrados noutros estudos

Parâmetro	Típico	Mínimo	Máximo	Unidade	Referências
Y_H	0,67	0,6	0,75	mg CQO(SSV)/mg CQO substrato	Ekama *et al*. (1986), Henze *et al*. (1987), Sozen *et al*. (1998), Grady. *et al*. (1999), Drolka *et al*. (2001), Insel *et al*. (2002)
b_H	0,05	0,03	0,8	d^{-1}	
μ_H	6	4		d^{-1}	
μ_{maxH}	4,8	3,4	6,5	d^{-1}	

4. MATERIAL E MÉTODOS

4.1 Respirómetro

Os ensaios respirométricos foram realizados em dois respirómetros abertos e descontínuos (Figura 1), com a capacidade de 1 L sendo a homogeneização garantida por um agitador magnético L 33 (Labinco). Na fase III o oxigénio era introduzido por uma bomba Tetratec AS30 de caudal regulável. Foram colocadas duas sondas SenTix 41 e CellOx 325 para medição contínua de OD, temperatura e pH, conectadas a um medidor Multi 340i da WTW e a um sistema de aquisição de dados. O OD foi registado a cada 5 segundos.

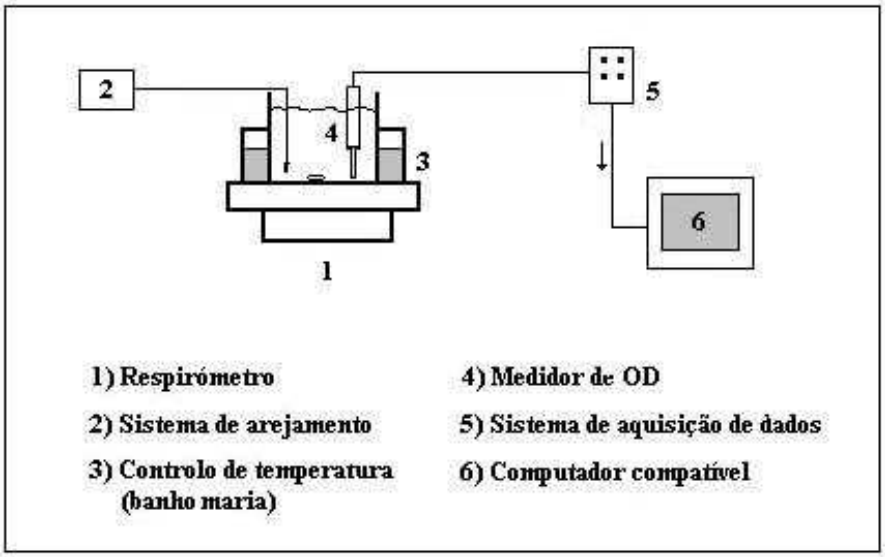


Figura 1. Representação esquemática do respirómetro

4.2 Inóculo

O inóculo utilizado para fornecimento da biomassa (X) foi recolhido da linha de recirculação da vala de oxidação da ETAR de Valhelhas-Manteigas, concelho da Guarda, que trata predominantemente águas residuais domésticas com algumas contribuições pluviais e industriais. O inóculo foi sujeito a 3 ciclos de lavagens (decantação, remoção de sobrenadante, lavagem com água), às quais se seguia um ciclo de arejamento durante 24h, a fim de ser removido a maior parte da matéria orgânica da amostra (Brouwer *et al*, 1998). Este procedimento, ao esgotar a matéria orgânca residual, permitiria observar a fase endógena na etapa II. Após este procedimento, a amostra era decantada e a biomassa era removida e introduzida no respirómetro. O volume utilizado era definido de forma a obter-se uma razão de S_0/X_0 baixa (< 4 mg CQO/mg SSV-CQO), como sugerido por Chudoba *et al.* (1992) e utilizado por Ferreira (2004) eFerri (2005).

4.3 Substratos orgânicos

Utilizaram-se dois tipos de substrato (injectados no inicio da fase IV): afluente bruto (serie 1) e uma mistura de afluente bruto e lamas recirculadas (serie 2), ambos

recolhidos à entrada da vala de oxidação. Foi adicionado um meio mineral para permitir o crescimento adequado da biomassa, cuja composição é apresentada no Quadro 2. A solução tampão foi adicionada para manter o pH entre 6,5-7,5, tal como recomendado por Chudoba *et al*. (1992) e Grady *et al*. (1999).

4.4 Modo de operação dos respirómetros

Realizaram-se seis ensaios na série 1 e três na série 2. Em cada ensaio foram adicionados cerca de 100 mL de biomassa previamente lavada e arejada, 0,5 g de inibidor de nitrificação, os volumes apresentados no Quadro 2 e água da torneira até perfazer 1L. Arejou-se o conteúdo durante 5 minutos até o oxigénio atingir um valor estável próximo de 8 mg/L, considerado o valor de ODs (fase I). Registou-se a queda de OD (fase II) devida à respiração endógena, tendo o cuidado de não deixar descer o OD abaixo de 30% da concentração de saturação, tal como observado em Ferreira (2004) e Ferreri (2005). Quando foi atingido este patamar, arejou-se o sistema novamente durante 5 minutos até atingir o valor de saturação (fase III). Desligou-se o arejamento, adicionou-se 20 mL da fonte de substrato (fase IV) e recolheu-se uma amostra para determinação de CQOt, CQOs (após passagem da amostra em filtro de 0,45 μm), CBO_5 e SSV antes e após a injecção. O ensaio terminava quando a taxa de respiração se aproximava da respiração endógena.

Quadro 2. Composição do meio mineral

Soluções	Concentração (g/L)	Volume a utilizar (mL) no respirómetro
Tampão		20,0
$K H_2 PO_4$	8,50	
$K_2 H PO_4$	21,75	
$Na_2 H PO_4 7.H_2O$	33,40	
$NH_4 Cl$	1,70	
Sulfato de magnésio		5,0
$Mg SO_4 7.H_2O$	22,50	
Cloreto cálcio		5,0
$Ca Cl_2 2.H_2O$	36,43	
Cloreto férrico		5,0
$Fe Cl_3 6.H_2O$	0,25	
Oligoelementos		5,0
$Mn SO_4 4.H_2O$	0,04	
$H_3 BO_3$	0,06	
$Zn SO_4 7.H_2O$	0,04	
$(NH_4)_6 MO_7 O_{24} 4.H_2O$	0,32	
$C_{10} H_{12} Fe N_2 Na O_8 3.H_2O$	0,1	

As análises de CQO foram realizadas com as cuvetes-teste LCK 314 (15-150 mg/L) e LCK 514 (100-2000 mg/L), de acordo com a norma DIN 38409-4, e um espectofotómetro UV-Vis CADAS 50 da Lange. A CBO_5 e os SSV foram determinados de acordo com os métodos standards da APHA-AWWA-WEF (1999). A temperatura foi mantida no laboratório num valor constante de 20ºC± 0,5ºC.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1. RESPIROGRAMAS E CURVAS OUR

Os respirogramas obtidos permitiram definir as curvas OUR, tal como descrito no ponto 3. Após a injecção do substrato, a curva de OD demorou menos tempo a atingir

a fase de respiração endógena do que as da serie 2 (cerca de 4 h para os ensaios da série 1 e 6 h para os da série 2), como se pode observar a titulo exemplificativo na Figura 2. Estes resultados permitem concluir, como era esperado, que as amostras da Serie 1 continham essencialmente matéria orgânica facilmente biodegradável (a CQOs média representava 55% da CQOt e a relação CBO_5/CQOt média foi de 0,6), enquanto nas da série 2 foi observada uma componente elevada de matéria orgânica de difícil biodegradação (a CQOs média representava 2% da CQOt e a relação CBO_5/CQOt média foi de 0,07), esta última proveniente da lama recirculada que continha uma considerável quantidade de matéria orgânica particulada tal como foi também observado nos resultados obtidos por Pinto (2010) na mesma ETAR.

Considerando pouco significativo o acréscimo de biomassa introduzida durante a injecção de substrato, e tendo em atenção que a concentração de X no reactor foi semelhante, parte da biomassa presente nos ensaios da série 2 esteve envolvida na hidrolise de matéria orgânica particulada, e, consequentemente, o consumo de OD foi mais lento, como comprovado pelos valores de OUR que foram sempre mais baixos nesta série (Figura 3).

As curvas da primeira série apresentaram sempre picos de OUR mais elevados (10 mg/L.h, em média, em comparação com os 4,5 mg/L.h da série 2), o que indica um consumo mais rápido de oxigénio devido à presença de matéria orgânica essencialmente solúvel. Os valores da primeira série são, contudo, inferiores aos observados noutros estudos similares onde o OUR variou entre 40-60 mg/L.h (Ferreira, 2004) e 70 mg/L.h (Al-Malki, 2007), o que poderá estar relacionado com a diluição da amostra afluente à vala de oxidação da ETAR de Valhelhas-Manteigas (os valores médios de CQOt e CBO_5 foram de 283 mg/l e 167 mg/L, respectivamente).

Assim, a entrada de afluentes diluídos na vala de oxidação poderá influenciar a taxa de respiração de microrganismos, como também foi observado por Grady *et al*. (1999), e, consequentemente, afectar a remoção aeróbia de matéria orgânica. Os valores mais baixos observados na série 2 estarão relacionados com a presença de uma significativa fracção de matéria orgânica particulada que, sendo mais difícil de biodegradar, envolveu taxas mais baixas de consumo de oxigénio uma vez que os microrganismos precisaram de, numa primeira etapa, hidrolisar a matéria particulada a solúvel.

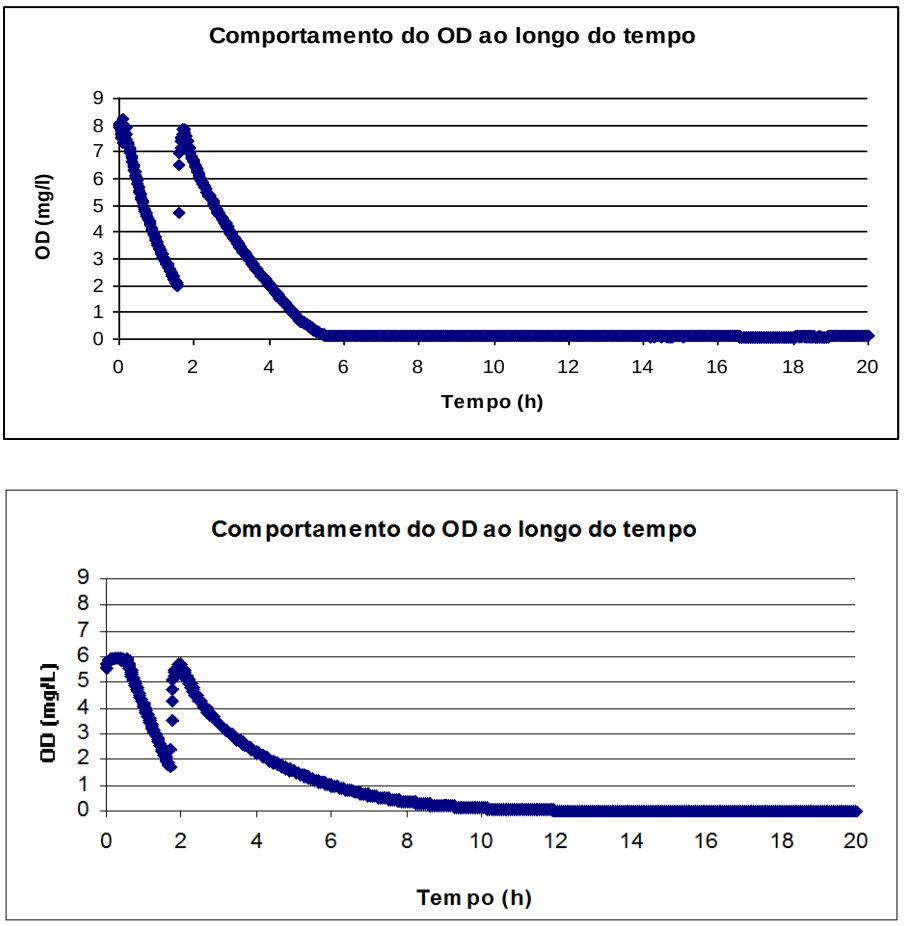


Figura 2. Respirogramas das séries 1 (superior) e 2 (inferior)

O valor de OUR depende também da relação S_O/X_O. Se o substrato for facilmente biodegradável e a relação S_O/X_O for demasiado baixa (< 1), a biomassa existente no meio converte rapidamente a matéria orgânica em inorgânica a taxas de OUR elevadas (superiores a 80 mg/L.h, de acordo com Al-Malki, 2007). Os valores médios de S_O/X_O para as séries 1 e 2 foram similares (1,2 e 1, respectivamente), apresentando-se abaixo do valor mínimo sugerido por Chudoba *et al* (1992) e, portanto, a variação daquela razão não terá sido tão importante para a variação do OUR como as características dos substratos.

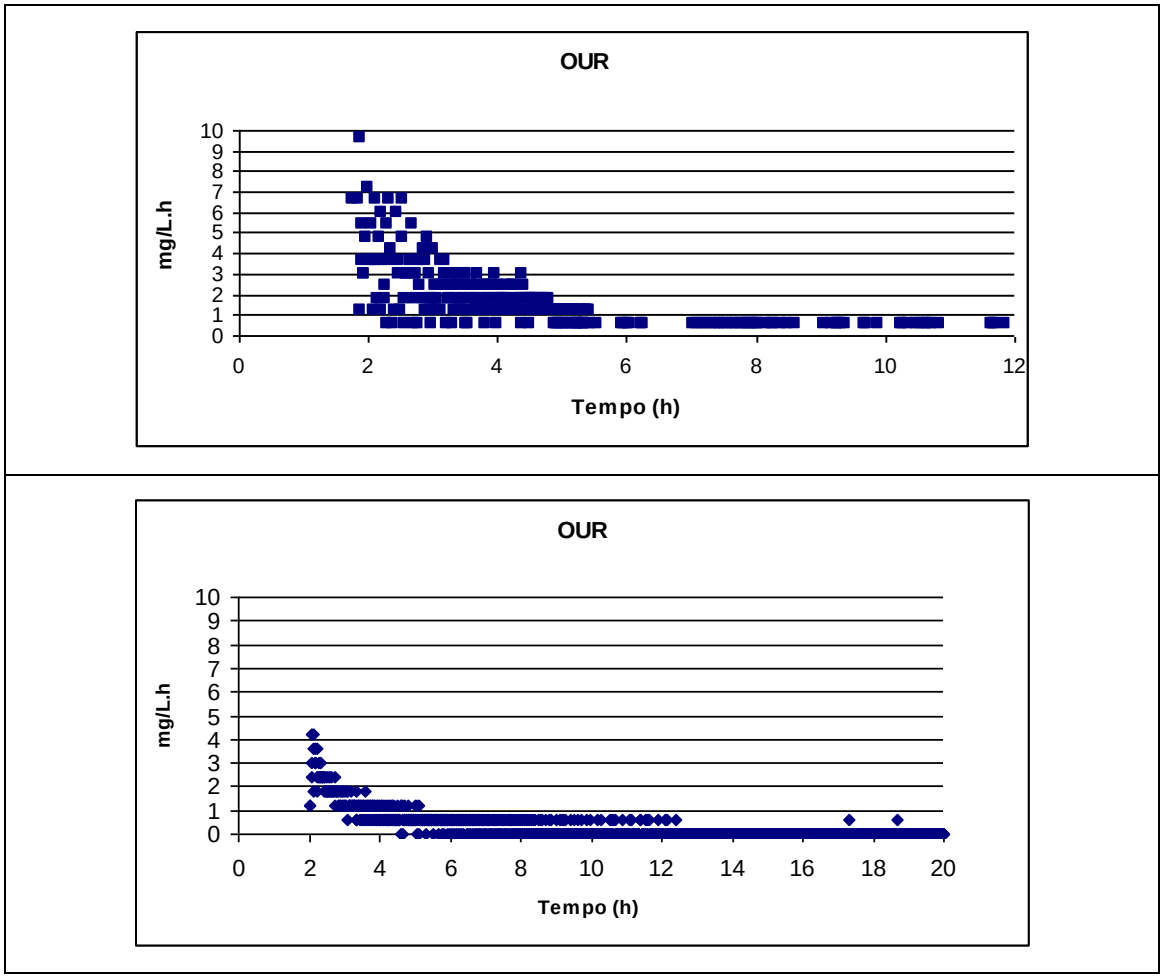


Figura 3. Curvas OUR das séries 1 (superior) e 2 (inferior)

5.2. PARÂMETROS CINÉTICOS E ESTEQUIOMÉTRICOS

Para cada uma das séries foram calculados os parâmetros r_e, b_H, Y_H, μ_H, K_s, $\mu_{max,H}$ e k, como descrito no ponto 3, que são apresentados no Quadro 3. Os valores de b_H, nos ensaios S1.1, S1.2 e S2.3, excederam largamente o valor máximo encontrado na literatura (0.8 d^{-1}, Quadro 1), assim como os valores médios observados nas duas séries (1,8 e 1,7 d^{-1}). Contudo, excluindo aqueles 3 ensaios, os valores médios são coerentes com os da literatura (0,74 d^{-1} contra 0,33 d^{-1} na série 2). Ou seja, a taxa de decaimento foi superior nos ensaios com substrato mais biodegradável.

Quadro 3. Parâmetros cinéticos e estequiométricos para as duas séries

	Serie 1						Serie 2		
Ensaios ►	**S1.1**	**S1.2**	**S1.3**	**S1.4**	**S1.5**	**S1.6**	**S2.1**	**S2.2**	**S2.3**
r_e (mg/L.d)	0,08	0,02	0,14	0,29	0,48	0,84	0,05	0,13	0,08
b_H (d^{-1})	2,9	4,8	0,19	0,94	0,94	0,90	0,11	0,54	4,38
Y_H (mg SSV-CQO/mg CQO)	0,7								
μ_H (d^{-1})	4,32	3,00	4,30	3,40	2,87	3,10	0,574	0,475	0,463
K_s (mg/L)	564						1637		
$\mu_{máx\ H}$ (d^{-1})	6,56						0,96		
k (mg CQO/mg SSV-CQO)	9,43						1,37		

As taxas de crescimento (μ_H e $\mu_{max,H}$) foram sempre superiores na primeira série (o valor médio de μ_H foi de 3,42 d^{-1}) e muito baixas na série 2 (o valor médio de μ_H foi de 0,52 d^{-1}), o que reflecte a dificuldade de crescimento dos microrganismos heterotróficos na presença de substratos pouco biodegradáveis, ainda que as condições de pH, temperatura e OD fossem favoráveis.

A observação de um valor de K_s superior na série 2, associado a baixos valores de μ e μ_{max-H}, confirma a presença de uma concentração considerável de matéria orgânica difícil de biodegradar e na forma particulada. O substrato pode ser considerado limitante para o crescimento da biomassa, tendo o valor de K_S sido inferior à concentração de S (1850 mg/L) correspondente a $\mu_{max-H}/2$. Assim, nesta série o valor de $\mu_{max,H}$ não deve corresponder ao valor próximo do real, uma vez que foi obtido em condições limitantes (Rozich e Gaudy, 1992; Grady *et al*., 1999).

As características dos substratos (afluente bruto ou mistura deste com lamas recirculadas) que mais comummente afluem à vala de oxidação da ETAR de Valhelhas-Manteigas influenciam significativamente a cinética de remoção de matéria orgânica por microrganismos heterotróficos aeróbios. Os valores obtidos poderão ajudar as entidades gestoras a redefinir procedimentos de operação a fim de obterem as eficiências de remoção pretendidas. Estes valores, conjuntamente com uma caracterização adequada do afluente, efluente e lama da vala de oxidação, poderão ser úteis para a simulação dinâmica daquela ETAR.

6. CONCLUSÕES

Os resultados obtidos evidenciam uma forte presença de matéria orgânica de difícil biodegradabilidade na lama recirculada, que afectou o crescimento dos microrganismos e o consumo de oxigénio nos ensaios da segunda série. Os parâmetros cinéticos e estequimétricos estimados para dois cenários diferentes de operação, poderão ser úteis para uma futura simulação dinâmica do processo de lamas activadas da ETAR de Valhelhas-Manteigas.

BIBLIOGRAFIA

Al-Malki M. (2007). Estimation of Kinetic Coefficients of ASM3 for Riyadh Domestic Wastewater. Dissertaão de Mestrado em Eng. Civil, King Saud University, Arábia Saudita, 92 pp.

Albuquerque A. e Santana F. (2004). Hydrodynamic behaviour of a biological packed bed under different hydraulic and organic loading. In Applications of Porous Media, A. H. Reis & A. F. Miguel (Eds.), Geophysics Centre, Évora, Portugal, pp. 319-327.

APHA-AWWA-WEF (1999). Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. 20th edition, American Public Health Association, Washington, DC, EUA, 1325 pp.

Brouwer H., Klapwijk Keesman K. (1998). Identification of activated sludge and wastewater characteristics using respirometric batchexperiments, *Water Research*, V. 32, Nº 4, pp. 1240-1254.

Chudoba P., Capdeville B. e Chudoba J. (1992). Explanation of biological meaning of the So/Xo ratio in batch cultivation. *Water Science and Technology*, V. 26, Nº 3-4, pp. 743-751.

Drolka M., Plazl I. e Koloini T. (2001). The results of mathematical model and pilot plant research of wastewater treatment. *Chemical Biochemical*, V. 15, Nº 2, pp. 71-74.

Ekama G., Dold P. e Marais G. (1986). Procedures for determining influent COD fractions and the maximum specific growth rate of heterotrophs in activated sludge systems. *Water Science and Technology*, V. 18, Nº 6, pp. 91-114.

Ellis T., Barbeau D., Smets B. e Grady C. (1996). Respirometric technique for determination of extant kinetics parameters describing biodegradation, *Water Envir. Res*., V. 68, Nº 5, pp. 917-927.

Ferreira M. C. (2004): Estudo da Cinética da Biodegradação de Águas Residuais por Respirometria. PAPCC, UBI, Covilhã, 108 pp.

Ferreri E., (2005). Estudo da Influência da Relação So/Xo na Determinação da Actividade Especifica de Bactérias Nitrificantes. Dissertação de Mestrado em Eng. Química, Universidade Federal de Santa Catarina, Brasil.

Grady C., Daigger G. e Lim H. (1999). Biological Wastewater Treatment, Second Edition. Marcel Dekker, New York, EUA, 1076 pp.

Gujer W., Henze M., Mino T., e van Loosdrecht M. (2000). Activated Sludge Model Nº 3. Scientific and Technical Report Nº 9, IWA, Londres, Inglaterra.

Henze M., Graudy C., Gujer W., Marais G. e Matsuo T. (1987). Activated Sludge Model N°. 1. IAWPRC Scientific and Technical Report, IAWQ, Londres, Inglaterra.

Insel G., Orhon D., Vanrolleghem P. e Henze M. (2002). Important limitations in the modeling of activated sludge – biased calibration of the hydrolysis process. *Water Science and Technology*, V. 45, Nº 12, pp. 23-36.

Mathieu S. e Etienne P. (2000). Estimation of wastewater biodegradable COD fractions by combining respirometric experiments in various So/X0 ratios. *Water Research*, V. 34, pp. 1233–1246.

Metcalf e Eddy (1991). Wastewater Engineering - Treatment, Disposal and Reuse. 3ª Ed., McGraw Hill Editions, Nova York, EUA, 1991, 1338 pp.

Pinto S. (2010). Contribution to Dynamic Simulation of Activated Sludge Wastewater Treatment Plants. Dissertação de Mestrado em Eng. Do Ambiente, IST, Lisboa.

Ros M. (1993): Respirometry of Activated Sludge, Technomic Publishing Company, Lencaster, EUA.

Rozich A. e Gaudy A. (1992) Design and Operational Model for Activated Sludge Treating Inhibitory Carbon Sources. Civil Eng. Pract. Design Eng., Lewis Pub., EUA.

Sozen S., Ubay E., Orhon D. e Henze M. (1998) Respirometric analysis of activated sludge behaviour – heterotrophic growth under aerobic and anoxic conditions. *Water Research,* V. 32, Nº 2, pp. 476-488.

Spanjers H., Vanrolleghem P., Olsson G. e Dold P. (1998). Respirometry in Control of the Activated Sludge Process: Principles. IAWQ Scientific and Technical Report N° 7, Londres, Inglaterra.

DETERMINAÇÃO DO POTENCIAL DE GERAÇÃO DE METANO PARA DIFERENTES CLASSES DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS EM JABOATÃO DOS GUARARAPES-BRASIL

Alessandra L. B. FIRMO [(1)]; Eusileide S. R. L. MELO [(2)] Leonardo J. N. GUIMARÃES [(3)]; José Fernando T. JUCÁ [(4)]; Guilherme A. VALLE [(5)]

Resumo

Um aterro de resíduos sólidos urbanos é um sistema heterogêneo e dinâmico consistindo de uma interação multifásica apresentando uma variação temporal e espacial significativa, que envolve reações metabólicas sob a influência de diversos fatores ocasionando a geração de biogás e lixiviado. Para a realização de estimativas de geração de biogás em aterros brasileiros têm-se a utilização de diversos modelos matemáticos com parâmetros de entrada baseados em dados de aterros norte-americanos ou europeus que em muitos casos não representam as condições específicas de biodegradação, climáticas e composição de resíduos do Brasil. O ensaio de Potencial Bioquímico de Metano (BMP) permite o estudo da decomposição de uma quantidade definida de resíduos e determinação da geração de biogás. Neste estudo utilizou-se o ensaio BMP para determinar o potencial de geração de biogás e gaseificação dos diversos materiais que compõem os resíduos sólidos urbanos do Aterro da Muribeca-Brasil. Os resultados obtidos apontaram que os resíduos sanitários e papel/papelão apresentaram o maior potencial de geração de biogás, 452NmL e 311,95 por grama seca volátil com um fator de conversão de 30% e 27%, respectivamente.

Palavras-chave: biodegradação, ensaio BMP, potencial de geração de biogás, resíduos sólidos urbanos.

(1) Mestre em Engenharia Civil pela UFPE. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Pernambuco. E-mail: alessandra.lee@gmail.com
(2) Mestre em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Pernambuco (UFPE). E-mail: eusileidemelo@hotmail.com;
(3) e (4) Doutores, Professores do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE).

1. INTRODUÇÃO

Uma das principais formas de destinação final de resíduos sólidos urbanos (RSU) no Brasil consiste na utilização de aterros sanitários que consiste em um sistema complexo, heterogêneo e dinâmico envolvendo interações multifásicas significativas além de reações metabólicas sob a influência das condições climáticas e mecanismos químicos, físicos e microbiológicos resultando assim na geração de lixiviado e biogás.

O biogás de aterros é composto por vários gases, principalmente CO_2 e CH_4 que são gases causadores do feito estufa (GEE). No Brasil segundo estimativas apresentadas pelo MCT (2009), as emissões de CH_4 do setor de tratamento de resíduos no ano de 2000 e 2005 foram de 1177 Gg e 1482 Gg, respectivamente, apresentando um crescimento de aproximadamente 20% na emissão deste gás ao longo desses anos. Devido a isto e ao fato de o CH_4 possuir um elevado potencial energético, diversos incentivos econômicos têm sido desenvolvidos para viabilizar a sua utilização e a minimização da emissão deste gás para a atmosfera.

Para a realização de estimativas de emissões de metano em aterros brasileiros têm-se a utilização de diversos modelos matemáticos (EPA, IPCC, Banco Mundial, Composição Química, El-Fadel, Young e outros) além de softwares como o Moduelo e o GasSim. Algumas formulações como o IPCC (2006) e Composição Química exigem vários parâmetros de entrada dentre eles a constante de degradação, potencial de geração de biogás e quantidade de carbono orgânico degradável existente em cada tipo de material existente nos resíduos.

Na utilização desses modelos no Brasil, em geral, são adotados dados provenientes de aterros norte-americanos ou europeus que na maioria das vezes não representam as condições de biodegradabilidade, climáticas, formas de manejo e composição dos resíduos específicas do Brasil. Desta forma, é crescente a importância da determinação experimental de alguns desses parâmetros na tentativa de minimizar as incertezas envolvidas na estimativa da geração de biogás em aterros.

Desta forma, o ensaio do potencial bioquímico do metano (Ensaio BMP) apresenta-se como uma boa ferramenta para a avaliar a biodegradabilidade dos resíduos com base na na produção total de biogás (composto por CH_4, CO_2, e outros) em condições ótima, conhecendo a composição inicial dos resíduos e as condições de biodegradação que estão submetidos . Diversas técnicas baseadas nesse ensaio são descritas na literatura tais como OWEN *et al.(*1979); SENIOR (1995); HANSEN (2004), ALVES (2008), apresentando algumas variações no tipo de pré-tratamento da amostra, no teor de inóculo, na técnica de medição dos gases e no período de incubação.

Neste contexto, este estudo tem como objetivo estratégico determinar o potencial de geração de biogás em 8 componentes dos resíduos sólidos urbanos do Aterro da Muribeca classificados gravimetricamente como resíduo orgânico, papel e papelão, resíduo de jardim, madeira e coco, têxtil, borracha e couro, resíduos sanitários e plásticos, observando assim a

variação da composição química dos resíduos e a determinação do fator de conversão dos resíduos em biogás utilizando-se o modelo de composição química

2. MATERIAIS E MÉTODOS

O ensaio BMP utilizado nesta pesquisa foi adaptado de ALVES (2008) que consistiu na utilização de frascos de borossilicato para cultura microbiológica de 250mL, tampas rosqueadas de nylon contendo válvulas de coleta de gás e de medição de pressão; manômetros de 1kgf/cm^2, conforme apresentado na Figura 1.



Figura 1. Biorreatores utilizados para a realização do ensaio BMP

Os resíduos utilizados no experimento foram provenientes da Cidade do Recife e foram coletados no Aterro Controlado da Muribeca em Jaboatão dos Guararapes-PE no dia 02 de julho de 2009, logo após o descarrego de um caminhão compactador de resíduos domésticos. Para a retirada de uma amostra mais representativa, foi realizado o processo de quarteamento dos resíduos, seguindo a NBR 10007 (2004).

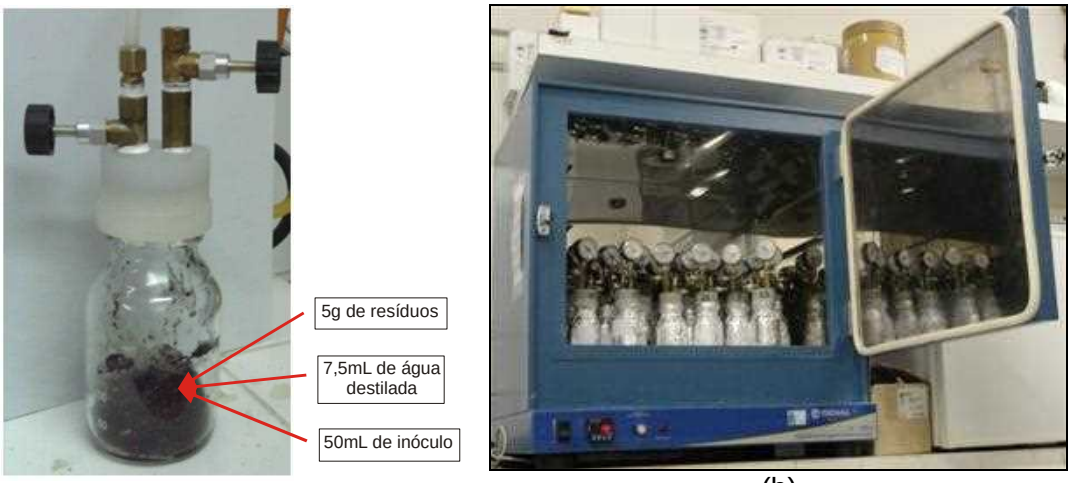
A composição gravimétrica foi realizada através da separação manual e pesagem do material existente na pilha de resíduos em oito classes: (1) *resíduo orgânico* (restos de comida, cascas de frutas, etc.); (2) *papel e papelão* (revista, jornal, papel branco, papelão escuro, cartão, etc.); (3) *resíduos de jardim* (folhas, galhos, gravetos, gramíneas, etc.); (4) *madeira e coco*; (5) *borracha e couro* (sapatos, bolas de festas, etc.); (6) *plásticos* (PET, polipropileno, polietileno, PVC, etc.); (7) *têxtil*; (8) *materiais sanitários* (papel higiênico, fraldas, absorventes, etc.) e (9) *outros inorgânicos* (metais, vidro, eletrônicos, etc.).

Antes de colocar os resíduos no biorreator, estes foram triturados (objetivando reduzir o tamanho das partículas para aumentar acessibilidade dos microrganismos ao substrato) e uma parte desses foi utilizada para a determinação do teor de umidade, composição química e sólidos voláteis. Uma outra parte dos resíduos foi utilizada para a preparação de suspensões aquosas contendo 5,0 g de resíduo, 7,5mL de água destilada e

50,0 mL de lodo anaeróbio. O lodo anaeróbio utilizado como inóculo foi coletado no mesmo dia de realização do ensaio na Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) do Cabanga pertencente à Companhia Pernambucana de Saneamento (COMPESA).

O inóculo também foi submetido ao ensaio BMP, utilizando-se apenas 50mL de volume de lodo, para analisar a quantidade de biogás mínima que cada experimento teria que produzir e também servir como indicador de inibição, caso algum ensaio contendo resíduo+inóculo apresentasse uma geração de biogás menor do que o ensaio contendo apenas o inóculo.

Para garantir a anaerobiose inicial inicial dos biorreatores, foi realizada a recirculação de uma mistura gasosa contendo 20% de CO_2 e 80% de N_2 por 2 minutos objetivando a retirada de oxigênio existente na atmosfera gasosa interna e dissolvido na suspensão aquosa de resíduo+inóculo. Após a verificação e garantia de vedação, os biorreatores (Figura 2a) foram envoltos por papel alumínio e assim incubados em estufa a uma temperatura fixa de 37ºC, como pode ser observado na Figura 2b.



(a) (b)

Figura 2. (a) Quantidade de resíduos, água destilada e inoculo utilizada na realização do ensaio BMP; (b) Incubação dos biorreatores em estufa com temperatura fixa de 37ºC.

O biogás gerado ao longo do processo de decomposição foi coletado e analisado em cromatógrafo a gás CG-Master utilizando uma colina Porapak N á uma temperatura de 60ºC. O acompanhamento do volume de biogás produzido pela decomposição dos resíduos+inóculo foi realizado através de leitura periódica da pressão ambiente e da pressão manométrica indicada em cada biorreator. A partir desses dados, e utilizando a Equação 1, foi possível obter a taxa de geração de biogás nos biorreatores.

$$V_t = \frac{(P_t - P_{t-1}).V_{hs}.22{,}41}{R.T} \quad (1)$$

No qual:

V_t é o volume de biogás em Litros gerado num intervalo de tempo definido (t-1 e t);

P_t e P_{t-1} é a pressão absoluta obtida em mbar na medição realizada no tempo marcado t e t-1, respectivamente;

V_{hs} é o volume do *headspace* (também chamado de volume útil) em L;

R é a constante dos gases ideais (nesse caso considerada 83,14 m^3.mbar. $kmol^{-1}.k^{-1}$);

T é a temperatura de medição da pressão de gás (nesse caso a medição foi realizada imediatamente após a retirada dos biorreatores da estufa, ou seja, igual a 310K).

O término do ensaio foi determinado pela geração irrisória de biogás. É importante ressaltar que os resíduos finais resultantes da degradação também foram analisados com o objetivo de determinar a massa de compostos degradáveis que restaram após o ensaio e que não foi consumida pelos microrganismos.

Com os dados de volume de biogás gerado a partir da degradação de uma determinada massa de material com características iniciais definidas, foi possível obter o fator de biodegradação, também chamado por alguns autores como fator de gaseificação ou simplesmente fator de conversão, utilizando-se o modelo de conversão química definido por TCHOBANOGLOUS et al (1993). Este fator de conversão é obtido pela relação entre o potencial de geração de biogás obtido experimentalmente com o obtido pelo modelo (que considera a conversão completa dos materiais voláteis em um intervalo infinito de degradação.

Este modelo estima a produção de biogás a partir de uma relação estequiométrica da reação química de decomposição dos diferentes componentes existentes nos resíduos. A Equação 2 apresenta esta relação estequiométrica de biodegradação da matéria orgânica com a geração de biogás em termos de CH_4, CO_2 e NH_3.

$$C_aH_bO_cN_d + \frac{(4a-b-2c+3d)}{4}H_2O \rightarrow \frac{(4a+b-2c-3d)}{8}CH_4 + \frac{(4a-b+2c+3d)}{8}CO_2 + dNH_3$$

(Equação 2)

Os índices (“a”, “b”, “c” e “d”) representam o número de moles dos elementos para cada classe de resíduo (orgânicos, papel e papelão, jardim, etc.). A massa inicial utilizada como dado de entrada neste modelo considerou a massa seca de resíduos e ainda a matéria potencialmente degradável, que nesse caso foi representada pela matéria volátil existente nos resíduos.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados da composição gravimétrica úmida podem ser observados na Figura 3. A caracterização gravimétrica dos resíduos ficou semelhante às obtidas por ALCANTARA (2007) e MACIEL (2009) quando caracterizando os resíduos de diferentes rotas que chegaram ao Aterro da Muribeca. Neste estudo, os resíduos orgânicos foram separados em 3 classes (resíduos de comida, de jardim e madeira/coco), com o objetivo de analisar a biodegradabilidade separadamente desses materiais, já que provém de distintas fontes e possuem composições variadas.

A quantidade de água presente nos RSU está relacionada à solubilidade dos compostos e à distribuição dos microrganismos contidos no meio permitindo assim um maior contato com o substrato. YOUNG (1995) e WILLIAMS *et al.* (1987) *apud* ALCANTARA (2007) afirmam haver proporcionalidade entre a taxa de hidrólise e o teor umidade. Os resultados de teor de umidade, sólidos voláteis e fixos são apresentados na Figura 3 (a) e (b), respectivamente. Pelos dados obtidos de teor de umidade, os materiais que apresentariam uma maior capacidade de contato entre os microrganismos e substratos são resíduos de comida, de jardim e resíduos sanitários.

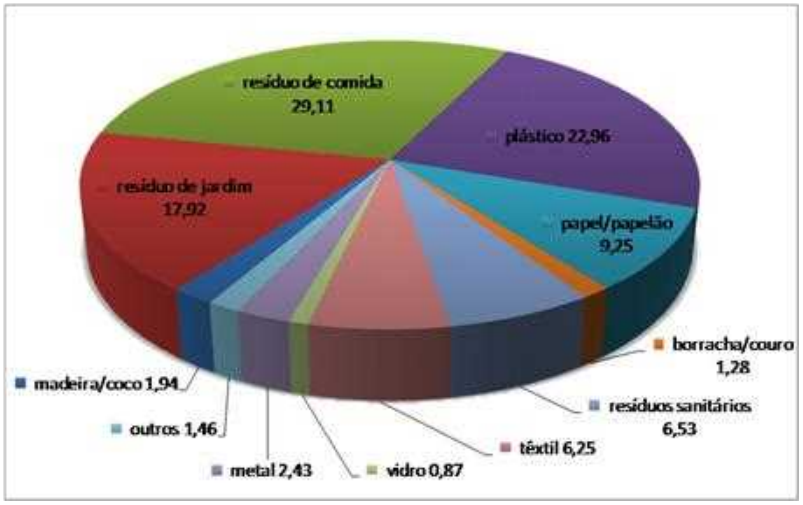
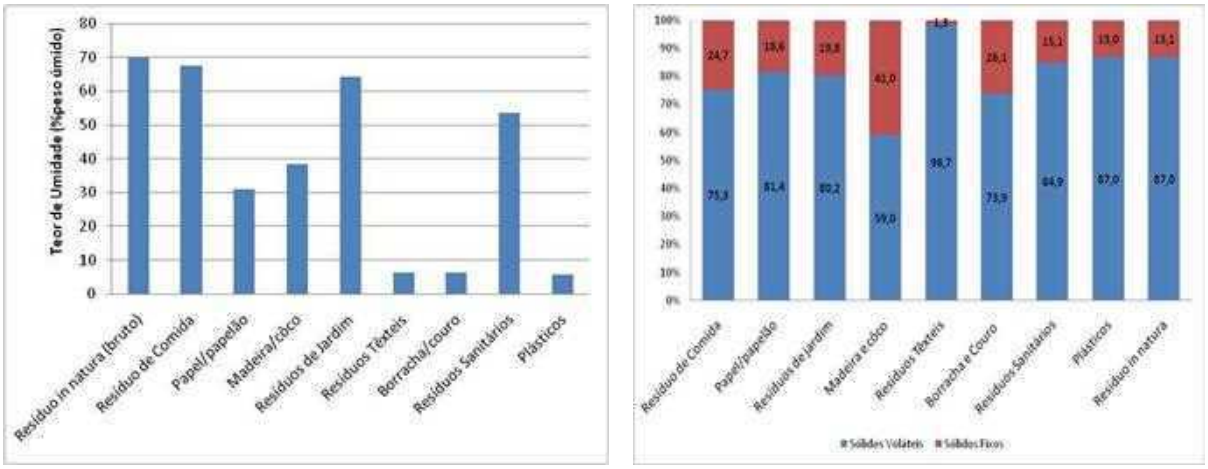


Figura 2. Composição gravimétrica úmida dos resíduos



(a) (b)

Figura 3. Teor de umidade, teor de sólidos voláteis e fixos nos materiais que compõem os RSU estudados (Firmo, 2010).

O teor de sólidos voláteis determina de forma indireta o teor de carbono existente na amostra, seja ele degradável ou não degradável. De uma forma geral, vários autores relacionam o teor de sólidos voláteis com o grau de degradabilidade dos resíduos. Em resíduos de 7 anos, estudados por Alves (2008) o teor de sólidos voláteis foi de no mínimo 5%. Maciel (2003) estudou os resíduos provenientes de uma célula do Aterro da Muribeca contendo resíduos de mais de 8 anos encontrando um teor de sólidos voláteis de 8%, apontando um material já degradado e de pouca atividade microbiana. Alcântara (2007) estudou o comportamento do teor de sólidos voláteis em lisímetros existentes no Aterro da Muribeca e verificou que os resíduos recém-chegados possuíam cerca de 70% de sólidos voláteis enquanto que resíduos submetidos a 1 ano de degradação possuíam aproximadamente 35% de teor de sólidos voláteis. KELLY (2002) e DECOTTIGNIES et al (2005) afirmam que resíduos contendo um teor de sólidos voláteis menor que 10% correspondem a um material já estabilizado.

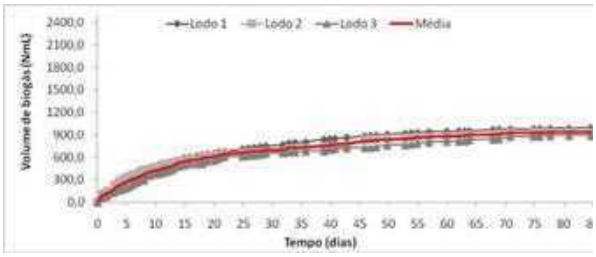
Neste estudo, todos os materiais apresentaram um teor de sólidos voláteis acima de 59%, apontando assim a existência de materiais passíveis de degradação. Entretanto, o uso deste parâmetro para analisar a biodegradabilidade de um material pode ocasionar equívocos de interpretação, pois alguns materiais como borracha/ couro e plásticos apresentam elevados teores de sólidos voláteis (74 e 87%, respectivamente) e em contrapartida, são classificados por diversos autores como de difícil degradação ou ainda não degradáveis.

A caracterização dos resíduos em termos de composição elementar como Carbono (C), Carbono Orgânico Total (COT), Hidrogênio (H), Oxigênio (O), Nitrogênio (N) e Enxofre (S) são uma importante ferramenta para a realização do balanço de massa por componentes químicos nos biorreatores. Além disso, a obtenção desses dados possibilita a realização de estudos de biodegradabilidade utilizando modelos matemáticos de composição química como o TCHOBANOGLOUS et al. (1993) e o MODUELO (2009).

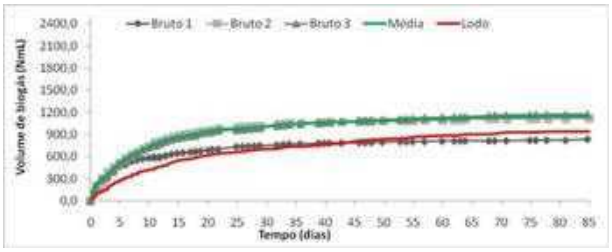
Pelos dados de pressão interna, pressão ambiente e temperatura dos biorreatores obtidos periodicamente, foi possível determinar o volume de biogás gerado ao longo do tempo de ensaio. O material que apresentou a maior taxa de geração de biogás foi proveniente dos resíduos brutos (cerca de 375NmL/dia) obtida no terceiro dia de realização do ensaio. Contradizendo todas as literaturas, a taxa máxima de geração de biogás a partir da decomposição dos resíduos de comida foi de apenas 165NmL/dia, menor do que a taxa de geração do próprio inóculo (222 NmL/dia), o que indica que houve inibição da biodegradação utilizando este substrato.

A inibição da degradação também pode ser observada através da análise das curvas de volume de biogás gerado acumulado ao longo do ensaio nos biorreatores (Figura 5), no qual a geração total de biogás a partir dos resíduos orgânicos (Figura 5) foi em todo o momento, menor do que a do inóculo. Os resíduos de borracha e couro, plásticos e madeira e coco apresentaram um volume de geração de biogás semelhante ao do inóculo, indicando que não houve degradação desses componentes. Pode-se verificar também que, após 85 dias de realização do ensaio, os materiais não estavam gerando biogás caracterizando a finalização do processo de biodegradação, ou seja, o encerramento do consumo de substrato pelos microrganismos.

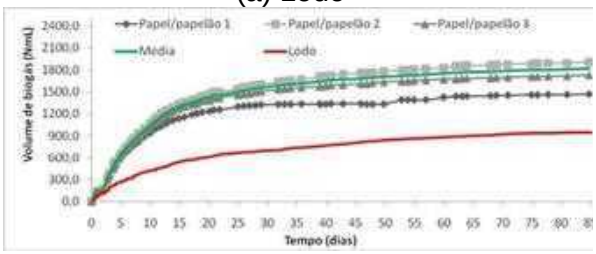
Uma vez obtido os volumes acumulados e sabendo-se a massa seca e o teor de sólidos voláteis de cada amostra foi determinado o potencial de geração de biogás conforme a Tabela 1. O material que apresentou o maior potencial de geração de biogás foi o resíduo sanitário seguido do papel/papelão e têxteis apesar de apresentarem tempo mais extenso de estabilização da biodigestão. Em alguns casos, a produção acumulada de biogás da mistura resíduo+inóculo foi menor que a obtida com o branco, apenas inóculo, sugerindo uma possível inibição das reações envolvidas no processo de digestão anaeróbia. Tal fato foi observado no ensaio BMP contendo resíduos alimentares e plásticos. Desse modo, não foi possível calcular o potencial de geração de biogás dessas classes de resíduos indicadas por um asterisco na Tabela 1.



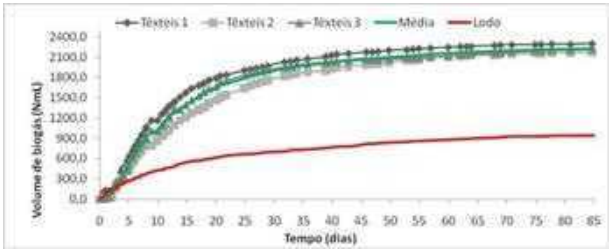
(a) Lodo



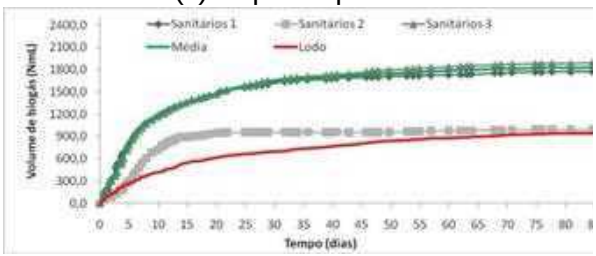
(b) Resíduo bruto



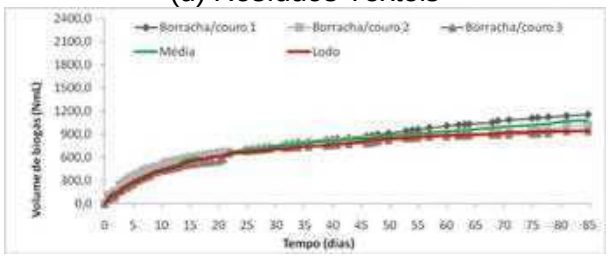
(c) Papel/Papelão



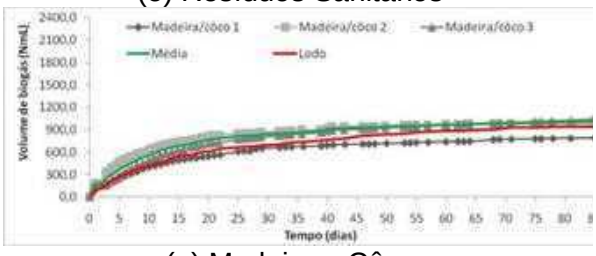
(d) Resíduos Têxteis



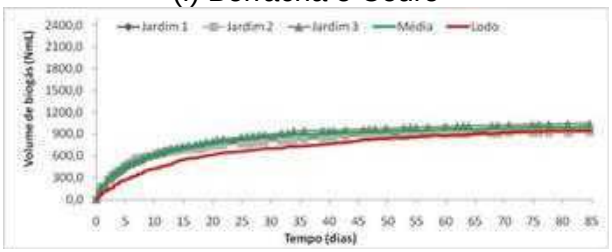
(e) Resíduos Sanitários



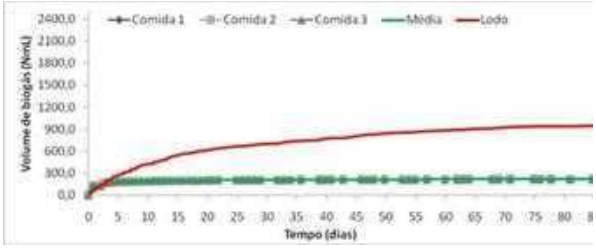
(f) Borracha e Couro



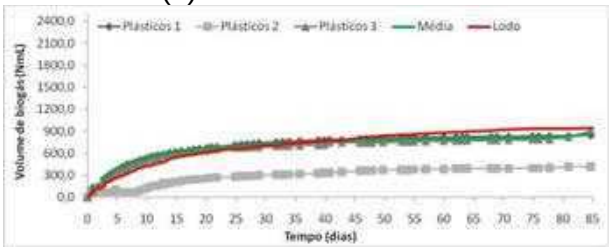
(g) Madeira e Côco



(h) Resíduo de Jardim



(i) Resíduos de comida



(j) Plásticos

Figura 5. Volume acumulado de biogás gerado nos biorreatores contendo resíduo+inóculo.

Comparando os dados de potencial de geração de biogás, com os estimados pelo modelo de composição química, pode-se determinar o fator de conversão desse material

(também chamado de fator de biodegradação ou gaseificação), como pode ser observado na Figura 5.

Tabela 1. Potencial de geração de biogás dos materiais de compõem os RSU

Classes de Materiais	Massa seca de resíduo	Volume total de biogás	Potencial de Geração de Biogás	
	g	**NmL**	**NmL/g seca**	**NmL/g seca volátil**
Resíduo de comida	1,62	*	*	*
Papel/Papelão	3,45	876,89	254,02	311,95
Resíduos de jardim	1,79	57,88	32,36	40,33
Madeira e côco	3,08	74,97	24,32	41,19
Resíduos Têxteis	4,68	1290,67	275,78	279,53
Borracha e Couro	4,68	92,83	19,84	26,85
Resíduos Sanitários	2,32	890,38	384,20	452,43
Plásticos	4,71	*	*	*
Resíduo bruto	1,50	204,05	136,03	156,45

* inibição do processo de decomposição dos resíduos

A partir da análise deste fator de biodegradação e do comportamento da degradação dos materiais em termos de composição elementar e bioquímica, pode-se observar que realmente o fator de degradação do substrato contendo resíduos de comida foram relativamente baixos aos valores encontrados na literatura. Todavia, os outros substratos apresentaram valores dentro da faixa estabelecida por diversos autores. Os resíduos plásticos, por serem basicamente formados por resíduos de difícil degradação, apresentaram baixíssimo fator de conversão, o que totalmente coerente. Ainda é provável que o biogás gerado no processo de decomposição dos plásticos seja proveniente de resíduos degradáveis que estejam aderidos a sua superfície, como uma contaminação orgânica.

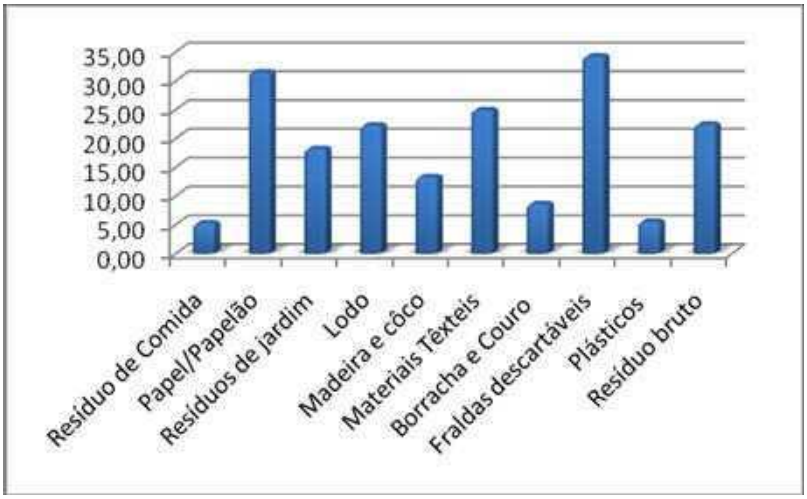


Figura 5. Fator de biodegradação, ou de conversão, dos materiais.

4. CONCLUSÕES

Com os dados de composição gravimétrica e determinação do potencial de geração de biogás a partir da degradação de cada componente dos resíduos sólidos urbanos é possível estimar a geração de biogás total de biogás em um aterro de RSU, pois cada tipo de material contribui quantitativamente de forma diferenciada na geração de biogás. Assim, o ensaio BMP contribui diretamente para a determinação do potencial de geração de biogás a partir de cada componente.

Neste estudo, o material que apresentou o maior potencial de geração de biogás foi o resíduo sanitário seguido do papel/papelão. Os resíduos de comida e plásticos não apresentaram geração de biogás maior que do inóculo, pois é possível que tenha ocorrido algum tipo de inibição da biodegradação devido à sinergia dos materiais. Tal fato também pode ser identificado quando utilizando o modelo de composição química, no qual apresentaram os menos fatores de conversão.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ALCÂNTARA, P. B (2007). Avaliação da influência da composição de resíduos sólidos urbanos no comportamento de aterros simulados. Tese de Doutorado – Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife-PE. 366 p.
2. ALVES, I.R.F.S. (2008). Análise experimental do potencial de geração de biogás em resíduos sólidos urbanos. Dissertação de Mestrado – Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife-PE. 117p.

3. DECOTTIGNIES, V.; GALTIER, L.; LEFEBVRE, X.; VILLERO, T. Comparison of analytical methods to determine the stability of municipal solid waste and related wastes, In: Proceedings Sardinia 2005, Tenth International Waste Management and Landfill Symposium, Cagliari, Itália, 2005.
4. IPCC (2006). Solid Waste Disposal – Guidelines for National Greenhouse Gas Inventories. Report produced by Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) on the invitation of the United Nations Framework Convention on Climate Change.
5. NBR 10007 (2004). Amostragem de Resíduos Sólidos: Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Rio de Janeiro, 14p.
6. TCHOBANOGLOUS, G,; THEISEN, H.; VIGIL, S. (1993). Gestion Integral de Residuos Solidos. Mcgraw-Hill. 1107p.
7. KELLY, J. R. (2002). Solid Waste Biodegradation Enhancements and the Evaluation of Analytical Methods Used to Predict Waste Stability. Tese de Doutorado. Faculty of Virginia Polytechnic Institute and State University. Virginia. USA. p.65.

Determinação do Tempo de Resposta de Pequenas Bacias Urbanas da Cidade de Coimbra

João L. M. P. DE LIMA (1,2); Jorge TEMIDO (1,2); M. Isabel P. DE LIMA (1,3); Romeu GERARDO (1,2); Sílvia CARVALHO (1,2)

RESUMO

A estimativa do tempo de concentração do escoamento superficial em ambiente urbano reveste-se da maior importância para a reabilitação de sistemas de drenagem de águas pluviais urbanas. No entanto, a dificuldade em estimar tempos de concentração de bacias urbanas deve-se, em particular, à dependência do tempo de concentração relativamente ao período de retorno definido para projectos urbanos.

Este trabalho integra-se num estudo mais geral que tem por objectivo principal efectuar uma análise comparativa de diferentes metodologias de determinação do tempo de concentração, baseadas na estimativa de tempos de trajecto do escoamento superficial. Foram realizados trabalhos de campo em dez locais dentro de bacias de drenagem da zona urbana de Coimbra, incluindo superfícies urbanas com diferentes graus de impermeabilização e declives. Efectuaram-se medições *in situ* do tempo de trajecto e da velocidade média do escoamento superficial em cada troço seleccionado, recorrendo a traçadores.

Este estudo, do qual se relatam resultados preliminares, pretende contribuir para o avanço do conhecimento na área de hidráulica urbana, no que respeita à elaboração de planos gerais de drenagem de águas pluviais. Os resultados obtidos mostram que a complexidade do tecido urbano deve ser considerada na aplicação de métodos conducentes a estimativas do tempo de concentração de bacias de drenagem urbanas, em particular, de pequenas bacias urbanas.

PALAVRAS-CHAVE:

Bacias urbanas, Drenagem pluvial, Escoamento superficial, Tempo de concentração.

(1) Centro do Mar e Ambiente do Instituto do Mar (IMAR-CMA), Portugal.
(2) Departamento de Engenharia Civil (DEC), Faculdade de Ciências e Tecnologia (FCTUC), Universidade de Coimbra, Rua Luís Reis Santos, Pólo II, 3030-788 Coimbra, Portugal. plima@dec.uc.pt, jtemido@sapo.pt, romeu.gerardo@gmail.com, silviacpc@gmail.com
(3) Departamento de Recursos Florestais, Escola Superior Agrária (ESAC) - Instituto Politécnico de Coimbra (IPC), Bencanta, 3040-316 Coimbra, Portugal. iplima@esac.pt

1 INTRODUÇÃO

A estimativa do tempo de concentração, do tempo de resposta e das isócronas de bacias urbanas reveste-se da maior importância para a reabilitação de sistemas de drenagem de águas pluviais em áreas urbanas, bem como para a avaliação das suas condições de operação.

O tempo de concentração é um parâmetro fundamental em estudos hidrológicos, nomeadamente para a determinação do caudal de ponta de cheia e do hidrograma de escoamento superficial de bacias de drenagem urbana. Este parâmetro constitui a base de cálculo dos caudais de dimensionamento de qualquer órgão ou estrutura hidráulica (por exemplo, canais, valetas, descarregadores e bacias de retenção). Além da ocupação do solo, o tempo de concentração depende das outras características da bacia hidrográfica, tais como a área, forma e inclinação da bacia, redes de drenagem e características geológicas.

Em particular, realça-se também a dependência do tempo de concentração relativamente ao período de retorno definido para projectos urbanos. Todos estes factores contribuem para dificultar a estimativa dos tempos de concentração de bacias urbanas.

Alguns dos problemas práticos que se colocam quando se pretende fazer a estimativa de tempos de concentração de bacias de drenagem urbanas resultam da escassez de trabalhos dedicados ao estudo da dinâmica do escoamento superficial em pequenas bacias deste tipo, nomeadamente para as características dos aglomerados urbanos em Portugal. Realça-se a sensibilidade dos sistemas de drenagem urbana às consequências da urbanização; nomeadamente, a impermeabilização do solo está tipicamente associada à diminuição da capacidade de infiltração e ao consequente aumento do volume de escoamento superficial. Este factor tem grande influência na magnitude e frequência de inundações em meio urbano.

A estimação/determinação do tempo de concentração em bacias urbanas pode ser feita por vários processos (e.g., de Lima, 2010):

i) aplicando fórmulas empíricas de natureza cinemática (e.g., Giandotti, Témez, Kirpich) aplicáveis normalmente a terrenos livres, envolvendo variáveis como, por exemplo, o comprimento da bacia medido ao longo do talvegue principal e a diferença de nível entre o ponto mais a montante da bacia e a secção em estudo (e.g., Wong, 2005);

ii) através da estimativa da velocidade média do escoamento superficial na bacia, até à secção em estudo, atendendo ao declive e à rugosidade da superfície. O estabelecimento da velocidade média de escoamento superficial deve ser efectuado por troços, resultantes da divisão da bacia em sub-áreas com características homogéneas em termos de cobertura do solo e de declive. O tempo de concentração é definido como a soma dos tempos de percurso correspondentes aos diferentes troços;

iii) efectuando a determinação directa utilizando traçadores. Esta determinação é feita através da medição da variação temporal da concentração de traçadores adicionados ao escoamento superficial;

iv) recorrendo a valores tabelados publicados na bibliografia.

A complexidade dos processos envolvidos e a sua variabilidade no tempo e no espaço são responsáveis pelo grau de incerteza associado à determinação do tempo de concentração de bacias hidrográficas.

O objectivo geral deste estudo é contribuir para o avanço do conhecimento na área de hidráulica urbana, no que respeita à elaboração de planos gerais de drenagem de águas pluviais. No âmbito deste trabalho foram efectuados trabalhos de campo com o objectivo de estimar o tempo de entrada do escoamento superficial no sistema de drenagem (sumidouro ou sarjeta) usando traçadores.

A estimativa do tempo médio de trajecto do escoamento superficial baseou-se na determinação dos tempos médios de residência de um traçador no escoamento; ver a metodologia descrita, por exemplo, em Kendal e McDonnell (1998), Käss (1998), Dunkerley (2001) e Fang et al. (2008).

2 METODOLOGIA

Este estudo visou a medição *in situ* do tempo de trajecto e da velocidade média do escoamento superficial em troços seleccionados dentro do tecido urbano de Coimbra, recorrendo a traçadores.

2.1 Descrição dos locais dos ensaios

Foram realizados trabalhos de campo em 10 locais dentro de bacias de drenagem da zona urbana de Coimbra, seleccionados tendo em consideração o grau de impermeabilização e o declive das superfícies urbanas. Os locais seleccionados (Figura 1 e Quadro 2) enquadram-se nas 6 categorias definidas no Quadro 1, resultantes da combinação de 2 graus de impermeabilização (superior a 50% e inferior a 50%) e 3 classes de declive (superiores a 8%, entre 1,5 e 8%, e inferiores a 1,5%).

Quadro 1. Situações a estudar em função do grau de impermeabilização e do declive das superfícies urbanas.

Situação	Impermeabilização	Declive
1	Superfícies urbanas com impermeabilização superior a 50%	Áreas muito inclinadas (> 8%)
2		Áreas inclinadas (1,5% a 8%)
3		Áreas planas (< 1,5%)
4	Superfícies urbanas com impermeabilização inferior a 50%	Áreas muito inclinadas (> 8%)
5		Áreas inclinadas (1,5% a 8%)
6		Áreas planas (< 1,5%)

Os trabalhos de campo foram efectuados na margem esquerda do Rio Mondego, nas freguesias de São Martinho do Bispo (Piscina Luís Lopes da Conceição, Escola Superior

Agrária de Coimbra e Escola Inês de Castro) e de Santa Clara (Tulha), e na margem direita, na freguesia de Santo António dos Olivais (Pólo II da Universidade de Coimbra, Vale das Flores e Quinta da Portela). Aos vários locais dos ensaios foi atribuído um número, apresentando-se no Quadro 2 a correspondência com a designação toponímica ou outra referência de identificação.

Quadro 2. Locais em que foram realizados os ensaios de campo, dentro da zona urbana de Coimbra (ver Figura 1 e Anexo).

Identificação do local	Designação toponímica ou de referência	Situação função do grau de impermeabilização e do declive das superfícies urbanas – Quadro 1
1	Piscina Luís Lopes da Conceição	1
2	Escola Superior Agrária de Coimbra	1
3	Pólo II da Universidade de Coimbra	1
4	Quinta da Portela (I)	1
5	Vale das Flores	2
6	Quinta da Portela (II)	2
7	Quinta da Portela (III)	3
8	Escola Inês de Castro	4
9	Tulha	5
10	Quinta da Portela (IV)	6



Figura 1. Identificação dos diversos locais onde se efectuaram os trabalhos de campo (Google Maps, 2009).

A escolha dos locais onde se realizaram os ensais de campo teve em conta a necessidade da proximidade de uma fonte de alimentação de água adequada (boca-de-incêndio ou boca-de-rega) para gerar o escoamento superficial pretendido.

Após a identificação dos locais de estudo definiu-se, para cada caso, o ponto de lançamento do traçador e o ponto de amostragem (ponto de medição).

Para apoio ao trabalho desenvolvido definiram-se "Fichas de Trabalho de Campo" com a seguinte estrutura: identificação do local (e.g., localização, grau de impermeabilização e declive médio da superfície), dados de base e condições do ensaio (e.g., perfil longitudinal do local, fonte de alimentação de água e caudal utilizado no ensaio) e resultados (e.g., tempo de trajecto e velocidade média do escoamento superficial). Foi usado o mesmo modelo para todos os casos estudados e ensaios realizados. No Anexo apresenta-se a ficha do local 5, como exemplo da caracterização detalhada dos locais de estudo e dos resultados obtidos.

Os locais de estudo com grau de impermeabilização superior a 50% são os que poderão dar origem aos maiores caudais de escoamento superficial resultantes da ocorrência de precipitação. Os tipos de superfície de escoamento estudados são: revestimento betuminoso, revestimento a betão, calçada à Portuguesa, calçada de blocos de tijolo, terra batida e solo nu.

Nos ensaios realizados no âmbito deste trabalho a distância geométrica percorrida pelo escoamento superficial varia entre cerca de 18 e 106 m.

2.2 Métodos e medições

A estimativa do tempo médio de trajecto do escoamento superficial, que constitui o principal objectivo do trabalho realizado, baseou-se na determinação dos tempos médios de residência de um traçador no escoamento superficial. O escoamento superficial foi gerado recorrendo a uma fonte de alimentação de água (e.g., boca-de-incêndio).

Para que os resultados obtidos nos ensaios de campo, relativos ao tempo de trajecto, traduzam situações naturais decorrentes da ocorrência da precipitação, foi necessário assegurar que as condições do trabalho de campo respeitassem as condições típicas de humidade no solo quando ocorre precipitação. Deste modo, para reproduzir teores elevados de humidade no solo ao longo do trajecto da água, manteve-se o escoamento superficial, até se verificar a saturação do solo e, assim, garantir que a resposta obtida do sistema corresponda à situação mais desfavorável (o caudal foi medido e comparado no ponto de lançamento e no ponto de recolha). Foram efectuadas três medições e considerado o valor médio.

O traçador utilizado foi o cloreto de sódio (NaCl). Este é um produto solúvel na água, e é inócuo para o Homem e para o meio ambiente, nas condições dos ensaios. Por se tratar de um sal, a sua presença na água pode ser detectada através da medição da condutividade eléctrica das amostras de água recolhidas, o que foi feito com um condutivímetro digital. Assim, as medições incidiram sobre a condutividade eléctrica da água e não directamente

sobre a concentração de traçador. No entanto, a relação entre a condutividade e a concentração do sal é linear e conhecida (e.g., Rodrigues et al., 2006).

No campo, este traçador foi aplicado "instantaneamente", no momento t_0, injectando um litro de uma solução de NaCl previamente preparada, de concentração conhecida, no escoamento superficial. A partir deste instante procedeu-se ao registo da variação da condutividade eléctrica ao longo do tempo no final do troço em estudo (ponto de recolha das amostras de água), para intervalos de tempo constantes (Δt). Este processo terminou quando os valores da condutividade obtidos foram iguais aos valores iniciais (condutividade-base; corresponde à concentração de sais presentes/dissolvidos na água e no solo). Este registo permite calcular o tempo de trajecto do escoamento superficial desde o ponto de lançamento do traçador até ao ponto de recolha das amostras de água. Em cima foram já dadas referências sobre o método utilizado neste cálculo. A partir do valor do tempo de trajecto do escoamento superficial observado em cada caso foi determinada a correspondente velocidade média de escoamento, assumido uniforme.

Complementarmente, como controlo, efectuou-se também uma estimativa da velocidade utilizando um traçador colorido orgânico, introduzido no escoamento superficial. O movimento da frente visível da mancha colorida reflecte a velocidade máxima do escoamento (e.g., Dunkerley, 2001). A medição desta velocidade foi feita cronometrando o tempo necessário para que o traçador colorido introduzido no escoamento superficial percorresse a distância de um metro, o que foi avaliado através de observação visual directa.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Foram realizadas 15 determinações de tempos de trajecto do escoamento superficial (Quadro 3), fora do sistema público de drenagem de águas pluviais (não canalizado), em 10 locais da zona urbana de Coimbra.

No Quadro 3 apresentam-se, de forma sucinta, os resultados obtidos para os diferentes parâmetros analisados em cada local: grau de impermeabilização; declive; distância geométrica percorrida pelo escoamento; tipo de superfície; caudal utilizado; concentração da solução de cloreto de sódio adicionada (traçador NaCl); duração total do ensaio; tempo de trajecto e velocidade média do escoamento superficial.

No Anexo apresentam-se, a título de exemplo e para o ensaio realizado no local 5, os elementos-base para a determinação do tempo de trajecto e velocidade média do escoamento superficial, incluindo o gráfico que mostra a variação no tempo do valor da condutividade eléctrica da água na secção de recolha de amostra de água, após subtracção do valor da condutividade-base. Este registo temporal permite estimar o tempo médio de trajecto do escoamento superficial, através da avaliação do tempo de residência do traçador que se desloca no sistema (i.e. escoamento).

A Figura 2 apresenta um diagrama que mostra a velocidade média do escoamento superficial, observada para diferentes valores do declive do terreno e do caudal utilizado nos

ensaios. Observa-se que os resultados dos ensaios estão fortemente condicionados pela magnitude do caudal de escoamento superficial utilizado.

Assim, em dois locais seleccionados, foram executados ensaios para caudais variáveis (ver Quadro 3) com o objectivo de explorar esta questão. Foram seleccionados o local 1 (Piscina Luís Lopes da Conceição) e o local 8 (Escola Inês de Castro); pertencem à mesma classe de declive e apresentam características distintas de impermeabilização. A Figura 3 representa o tempo de trajecto em função dos diversos caudais escoados e a Figura 4 mostra a velocidade média de escoamento observada para diferentes caudais, nos troços estudados no local 1 (impermeabilizado) e local 8 (mais permeável).

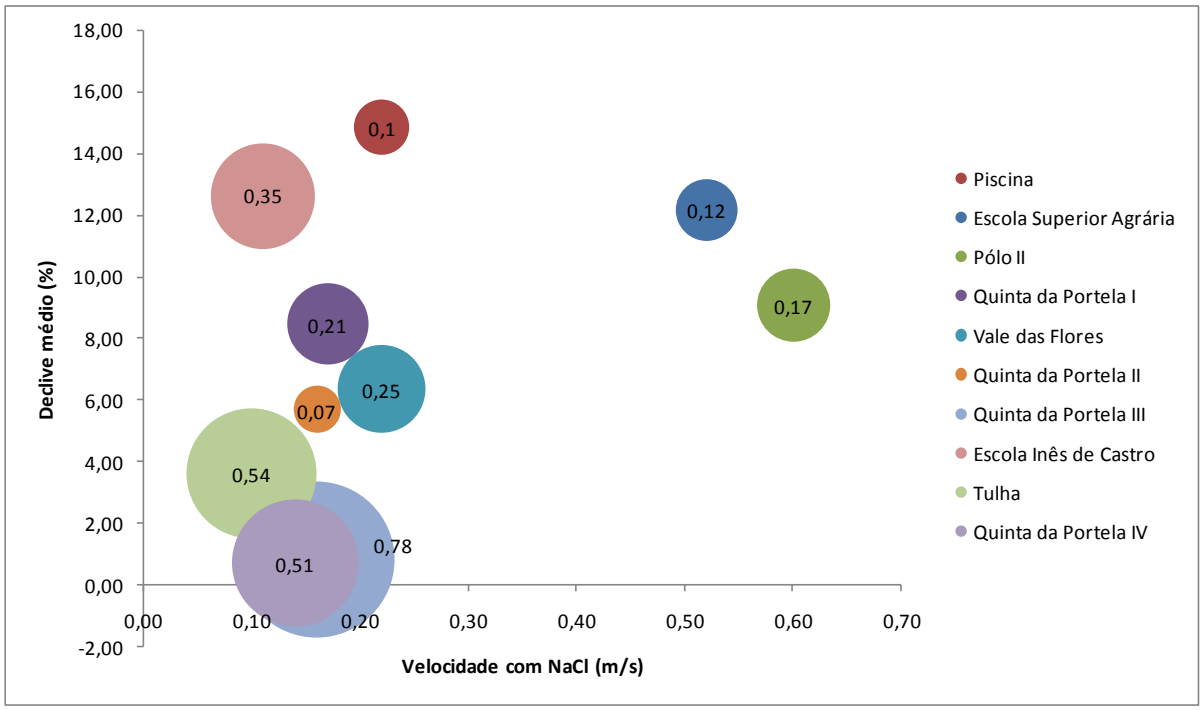


Figura 2. Velocidade média do escoamento superficial (em *m/s*) estimada recorrendo ao traçador cloreto de sódio (NaCl) para diferentes valores do declive médio do terreno (em %) e do caudal utilizado (em *l/s*). O tamanho das marcas é proporcional ao caudal usado num dado ensaio. Para os locais 1 e 8 só são apresentados os resultados de um dos ensaios realizados.

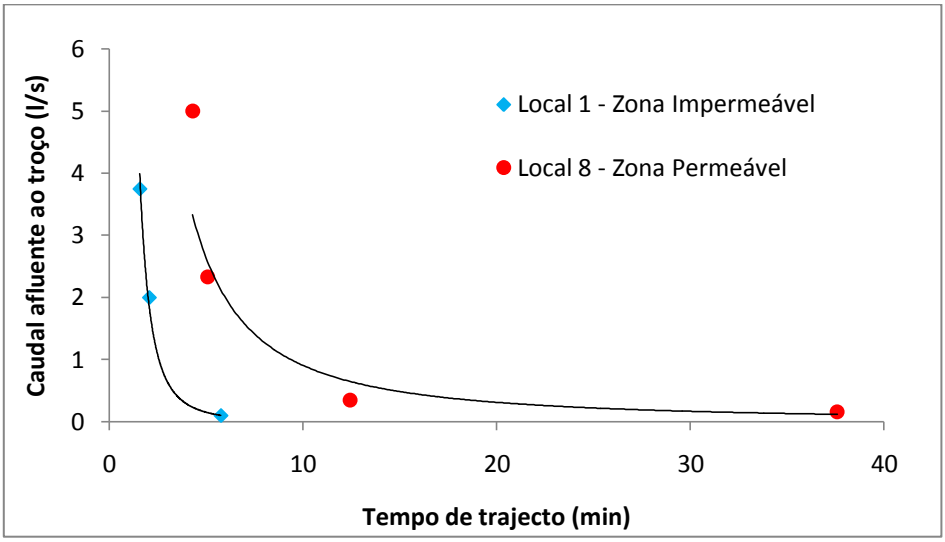


Figura 3. Relação entre o caudal afluente ao troço impermeabilizado (Local 1) e troço mais permeável (Local 8) e o tempo de trajecto. As curvas de interpolação foram adicionadas somente a título ilustrativo.

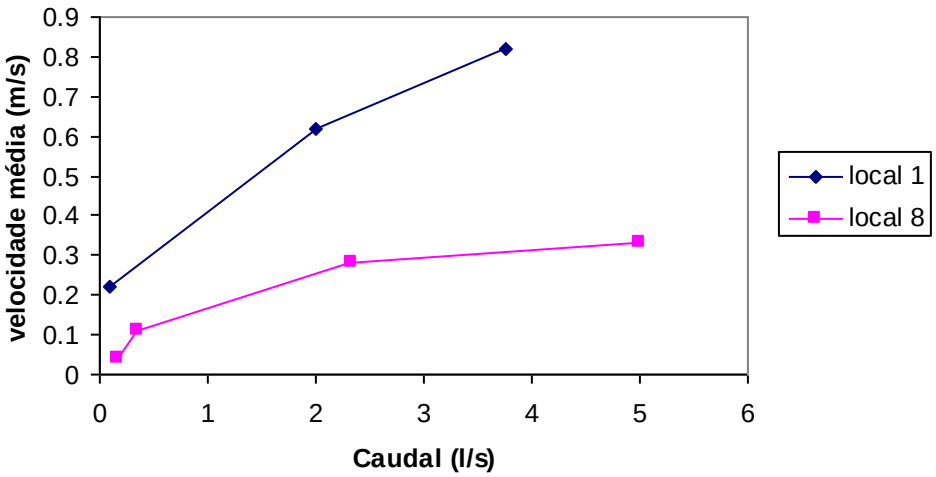


Figura 4. Relação entre o caudal afluente ao troço impermeabilizado (Local 1) e troço mais permeável (Local 8) e o tempo de trajecto. As curvas de interpolação foram adicionadas somente a título ilustrativo.

Os resultados obtidos mostram que é importante considerar a ocorrência de caudais de escoamento superficial de diferentes magnitudes, correspondentes a vários períodos de retorno. Ensaios de campo podem contribuir para clarificar a dependência do tempo de trajecto do valor do caudal de escoamento superficial.

4 CONCLUSÕES

O conhecimento dos tempos de concentração do escoamento superficial em ambiente urbano pode dar um contributo fundamental para a resolução de vários problemas de Hidrologia Urbana. No entanto, existe uma clara dificuldade em estimar tempos de concentração de bacias urbanas devido, em particular, à dependência do tempo de concentração relativamente ao período de retorno definido para projectos urbanos. Neste contexto, existe a necessidade de definir, *à priori*, o caudal de escoamento superficial em função do período de retorno, para o estudo em causa.

Os resultados obtidos mostram que a complexidade do tecido urbano deve ser considerada na aplicação de métodos conducentes a estimativas de tempo de concentração de bacias de drenagem urbanas, nomeadamente quando estejam em causa pequenas bacias urbanas. Este tipo de bacias é sobejamente conhecido pela sua grande sensibilidade ao tipo de ocupação do solo e, consequentemente, pela propensão que poderá apresentar à ocorrência de cheias.

Neste sentido, revela-se a necessidade de elaborar mais estudos, que combinem a realização de trabalhos de campo e a modelação hidrológica/hidráulica, de modo a definirem-se esses tempos de concentração para as bacias urbanas, contemplando o tempo de trajecto da água antes de entrar no sistema de drenagem e o tempo de trajecto no próprio sistema de drenagem (e.g., valas, valetas e colectores).

Quadro 3. Resumo dos resultados obtidos nos trabalhos de campo efectuados para estimar tempos de trajecto e velocidades médias de escoamento superficial, utilizando o traçador cloreto de sódio (NaCl).

Identific.	Imperm. (%)	Tipo de superfície	Declive médio (%)	Distância geométrica percorrida pelo escoamento (*m*)	Caudal utilizado (*l/s*)	Concentração da solução de NaCl adicionada (*g/l*)	Duração total do ensaio (*min*)	Tempo de trajecto (*min*)	Velocidade média (*m/s*)
1	> 50	Revestimento betuminoso	14,84	77,0	0,10	15	13,00	5,75	0,22
					2,00		3,83	2,05	0,62
					3,75		2,58	1,56	0,82
2	> 50	Revestimento a betão	12,17	105,6	0,12	15	8,00	3,36	0,52
3	> 50	Revestimento a betão	9,08	53,3	0,17	12	4,00	1,49	0,60
4	> 50	Calçada à Portuguesa	8,45	18,6	0,21	15	6,50	1,87	0,17
5	> 50	Calçada de blocos de tijolo	6,37	28,4	0,25	15	6,50	2,18	0,22
6	> 50	Revestimento betuminoso	5,69	18,4	0,07	15	6,50	1,98	0,16
7	> 50	Revestimento betuminoso	0,84	18,7	0,78	15	8,50	1,98	0,16
8	< 50	Solo com características aluvionares	12,60	85,1	0,16	30	60,92	37,58	0,04
					0,35		27,00	12,43	0,11
					2,33		7,83	5,06	0,28
					5,00		6,92	4,29	0,33
9	< 50	Terra batida	3,64	40,0	0,54	40	15,00	6,39	0,10
10	< 50	Terra batida	0,73	21,0	0,51	40	11,00	2,54	0,14

AGRADECIMENTOS

Este estudo assenta no trabalho intitulado "Determinação do tempo de resposta de pequenas bacias urbanas da Cidade de Coimbra" (de Lima, 2009), solicitado pela Empresa Águas de Coimbra, E.M., no âmbito de um protocolo com a Associação para o Desenvolvimento da Engenharia Civil (ACIV), e foi elaborado pelo Laboratório de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente do DEC/FCTUC. Os trabalhos de campo foram executados pelos seguintes elementos: Mestre Carla Vaz (Vaz, 2008), Mestre Romeu Gerardo, Mestre Sílvia Carvalho e Sr. Joaquim Cordeiro. A definição dos ensaios de campo contou também com o apoio de técnicos da empresa Águas de Coimbra, E.M..

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

de Lima J.L.M.P. (Coord.) (2009). *Determinação do tempo de resposta de pequenas bacias urbanas da Cidade de Coimbra*, RELATÓRIO TÉCNICO para a empresa Águas de Coimbra, E.M., ACIV/FCTUC, 78 pp.

de Lima J.L.M.P. (2010). *Hidrologia Urbana – Conceitos Básicos*. Série Cursos Técnicos 1, ERSAR, Lisboa, 187 pp.

Dunkerley D. (2001). Estimating the Mean Speed of Laminar Overland Flow Using Dye Injection-Uncertainty on Rough Surfaces. *Earth Surface Processes and Landforms* 26, 363-374.

Fang X., Thompson D., Cleveland T., Pradhan P., Malla R. (2008). Time of Concentration Estimated Using Watershed Parameters Determined by Automated and Manual Methods. *ASCE - Journal of Irrigation and Drainage Engineering* 134(2), 202-211.

Google Maps (2009). http://www.**maps**.**google**.com/ [Consultado em 12/01/09].

Käss W. (1998). *Tracing Technique in Geohydrology*. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

Kendall C., McDonnell J.J. (1998). *Isotope tracers in catchments hydrology*. Elsevier, Amsterdam, The Netherlands.

Rodrigues N.E.V., da Cruz F.F., de Lima J.L.M.P. (2006). *Transporte de solutos em meios fracturados - do Laboratório para a definição de perímetros de protecção*. 8º Congresso da Água, Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, Figueira da Foz (13-17 Março), 13 pp.

Wong T. (2005). Assessment of Time of Concentration Formulas for Overland Flow. ASCE - *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* 131(4), 383-387.

Vaz, C.S.S.V. (2008). *Determinação do Tempo de Resposta de Pequenas Bacias Urbanas da Cidade de Coimbra*. Dissertação do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, DEC-FCTUC, Universidade de Coimbra, 80 pp.

ANEXO - Exemplo de FICHA DE TRABALHO DE CAMPO

➢ **IDENTIFICAÇÃO - LOCAL 5**

Local: Bacia Urbana do Vale das Flores, Coimbra
Data de realização: 18/06/08
Operadores: Carla Vaz, Joaquim Cordeiro e Romeu Gerardo
Grau de impermeabilização: próximo de 100%
Declive médio da superfície: 6,37%

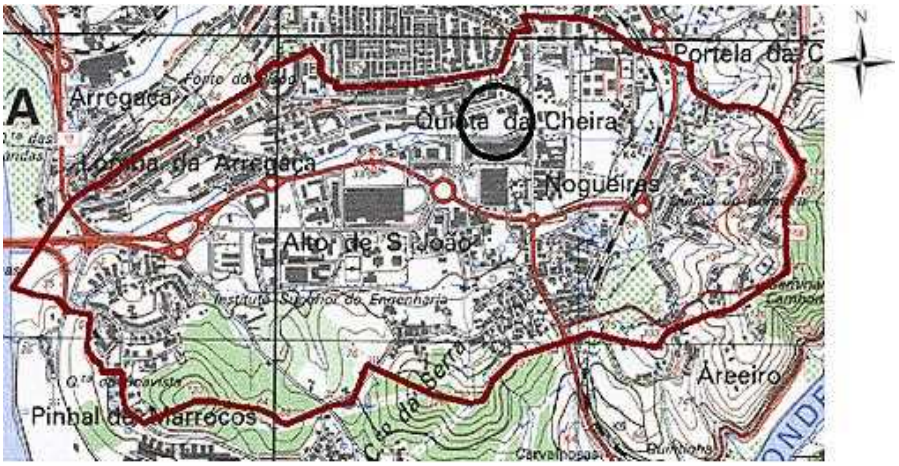


Figura A1 - Localização do trabalho de campo 5 (circunferência a preto) na Bacia de Drenagem Urbana da Ribeira do Vale das Flores (linha divisória topográfica aproximada - linha a vermelho) (excerto da carta militar 241).



a)



b)

Figura A2 - Local onde foi realizado o trabalho de campo 5: a) Fotografia de satélite com o trajecto de água assinalado a vermelho e o sentido de escoamento (seta) e b) Fotografia do local com indicação do ponto de lançamento do traçador e do ponto de recolha das amostras de água.

➢ DADOS DE BASE E CONDIÇÕES METODOLÓGICAS

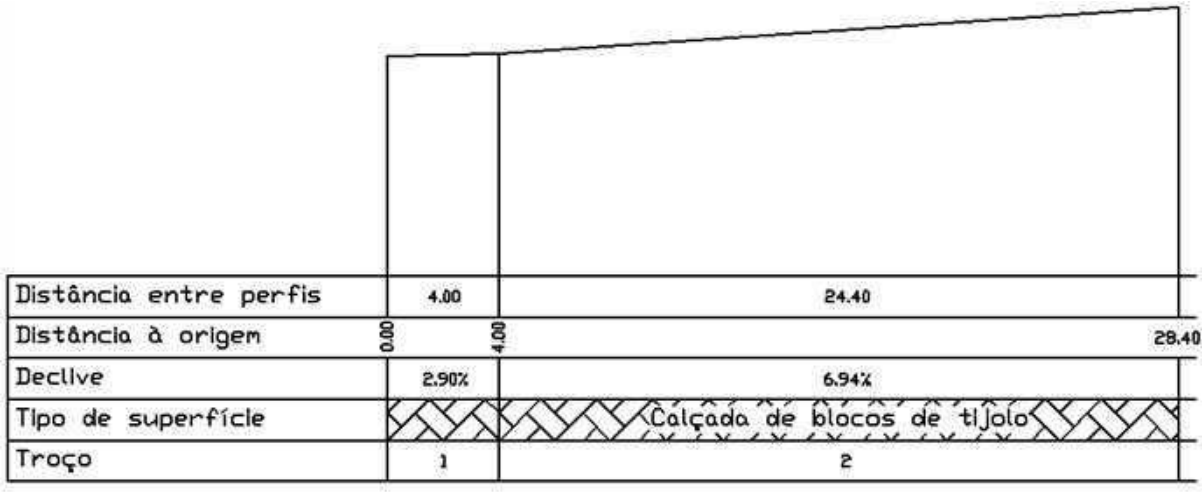


Figura A3 - Perfil longitudinal do local onde foi realizado o trabalho de campo 5.

Quadro A1 - Principais características referentes ao local onde foi realizado o trabalho de campo 5.

Troço	Distância geométrica percorrida pelo escoamento (*m*)	Declive (%)	Tipo de superfície
1	4,00	2,9	Calçada de blocos de tijolo
2	24,40	6,9	

Quadro A2 - Condições metodológicas do trabalho de campo realizado no local 5 (Caudal = 0,25 *l/s*).

Condições metodológicas	
Fonte de alimentação de água	Boca-de-rega
Ponto de recolha das amostras de água	Sumidouro
Caudal utilizado (medição volumétrica)	0,25 *l/s*
Tipo de traçador	Cloreto de sódio (NaCl)
Concentração da solução de NaCl adicionada (injecção instantânea)	15 *g/l*
Volume de solução adicionado ao escoamento	1 *l*
Duração total do ensaio	6,50 *minutos*

➢ **RESULTADOS**

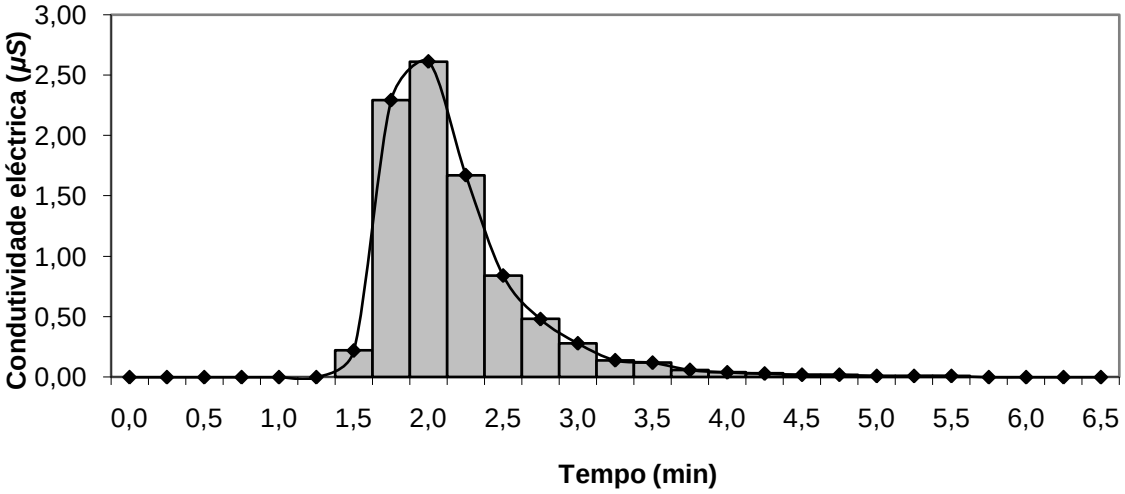


Figura A4 - Condutividade eléctrica da água ao longo do tempo após subtracção do valor da condutividade-base (Caudal = 0,25 *l/s*).

Quadro A3 - Características do escoamento superficial determinadas utilizando como traçador o cloreto de sódio.

Resultados	
Tempo de trajecto	2,18 *minutos*
Velocidade média	0,22 *m/s*

DIAGNÓSTICO DOS RESÍDUOS SÓLIDOS GERADOS NA FARMÁCIA ESCOLA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS

SIMONE COSTA PFEIFFER (1); LUCINEY CARVALHO DE SOUSA (2); ERALDO HENRIQUES DE CARVALHO (3)

RESUMO

Para a realização do presente trabalho, cujo objetivo foi realizar o diagnóstico dos resíduos sólidos de serviços de saúde gerados na Farmácia Escola da Universidade Federal de Goiás, foram identificadas as atividades geradoras de resíduos sólidos, caracterizados os resíduos por grupos, e verificados os procedimentos de gerenciamento utilizados. Com base no levantamento realizado, observou-se que, embora seja grande a rotatividade de estagiários no local, a geração de resíduos está vinculada principalmente à demanda de manipulações e há falta de ações efetivas para a contenção de desperdícios. Foram contabilizadas cerca de 380 substâncias manipuladas no local. Dos resíduos sólidos de serviços de saúde gerados, cerca de 28 kg/mês correspondem a resíduos classificados como químicos (Grupo B) e 652 kg/mês foram classificados como resíduos comuns (Grupo D). A quantidade de resíduos químicos encontrada durante o levantamento realizado é considerada elevada quando comparada às encontradas na literatura. Atribui-se tal fato a grande quantidade de matérias-primas descartadas com prazo de validade vencido (27% dos resíduos químicos gerados no local). Irregularidades no manejo dos resíduos, como acondicionamento incorreto de alguns resíduos e armazenamento temporário inadequado dos resíduos químicos, foram observadas.

Palavras-chave: diagnóstico, gerenciamento, resíduos sólidos, universidades.

(1) Doutora em Hidráulica e Saneamento pela Universidade de São Paulo. Professora Adjunto do Curso de Engenharia Ambiental da Universidade Federal de Goiás. Praça Universitária, s/n. Setor Universitário, Goiânia/GO - CEP: 74.605-220 – Brasil. Tel: +55 (62) 3209-6093. e-mail: scpfeiffer_04@yahoo.com.br
(2) Mestre em Engenharia do Meio Ambiente pela Universidade Federal de Goiás.
(3) Professor associado da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.

1 INTRODUÇÃO

As Instituições de ensino não podem mais ignorar sua posição de geradora de resíduos, já que desempenham um papel importante de formação de opinião na sociedade.

A Universidade Federal de Goiás (UFG) destaca-se dentre as instituições de ensino do Estado por gerar uma quantidade considerável e heterogênea de resíduos sólidos em suas dependências. A Farmácia Escola (FE) da Escola de Farmácia (EF) da UFG, além de gerar resíduos comuns como papel, papelão, plástico, vidro e outros, apresenta-se, ainda, como um importante gerador de resíduos químicos de grande diversidade, complexidade e, principalmente, periculosidade.

Nesse contexto, a UFG já tomou algumas medidas visando alcançar o gerenciamento adequado de seus resíduos como, por exemplo, a criação de uma comissão de resíduos sólidos.

Segundo Guadagnin *et al.* (2002), os resíduos gerados no espaço universitário são um misto de resíduos residenciais e comerciais; entretanto, podem ser encontrados também resíduos de serviços de saúde, com destaque para os químicos que, embora em volume reduzido, apresentam elevada diversidade. De acordo com Ashbrook et al. (1985 em Tavares e Bendassooli, 2005), a geração de resíduos químicos nas instituições de ensino pode representar 1% do total de resíduos perigosos produzidos em um país desenvolvido. Esta constatação tem levado a efeito que a questão do gerenciamento dos resíduos químicos, fruto de atividades de ensino e pesquisa, seja um tema de pesquisas e discussões.

Desta forma, a realização deste trabalho, que teve como objetivo realizar o diagnóstico dos resíduos gerados na Farmácia Escola de Universidade Federal de Goiás, é etapa fundamental para a elaboração futura de um Plano de Gerenciamento de Resíduos Sólidos que, além de buscar a eficiência dos serviços, desencadeia todo um processo de concientização da comunidade universitária.

2 METODOLOGIA

A metodologia foi subdividida em etapas que englobaram o levantamento preliminar, com o intuito de identificar e analisar as atividades geradoras de resíduos e suas fontes; a classificação e a quantificação dos resíduos gerados nessas atividades; e os procedimentos adotados para o gerenciamento dos mesmos.

2.1 Levantamento das atividades geradoras de resíduos sólidos na Farmácia Escola

Nesta etapa foi realizado um levantamento das dependências da Farmácia Escola (FE) com o intuito de identificar as atividades desenvolvidas e as freqüências das mesmas e, ainda, verificar quais produtos, insumos e matérias-primas encontram-se envolvidos nestas atividades. Foram realizadas entrevistas com os responsáveis por cada setor com a finalidade de se conhecer a rotina de funcionamento da FE e avaliados, também, os procedimentos de compra de materiais em geral.

No caso das matérias-primas, foi realizado um levantamento nos apontamentos do almoxarifado.

2.2 Caracterização dos resíduos sólidos gerados

Os resíduos sólidos gerados no local de estudo foram classificados de acordo com a Resolução CONAMA n. 358.

A quantificação dos resíduos foi realizada diariamente por um período de 25 dias, respeitando-se os dias de não funcionamento do local (sábados, domingos e feriados). A pesagem foi realizada por setor para que não houvesse mistura de resíduos.

2.3 Verificação dos procedimentos de gerenciamento utilizados

Foi observado o fluxo dos resíduos no local, analisando-se os procedimentos utilizados para a segregação, acondicionamento, coleta, armazenamento interno e externo, tratamento e destinação final. Estes procedimentos foram avaliados segundo legislação pertinente para verificação de sua conformidade – RDC n. 306 (ANVISA, 2004) e Resolução n. 358 (CONAMA, 2005).

3 RESULTADOS OBTIDOS

De acordo com os dados obtidos, foi observado que o desejo de implantar um Plano de Gerenciamento é grande, mas esbarra, principalmente, na falta de funcionários e na grande rotatividade de estagiários no local.

3.1 Atividades geradoras e caracterização dos resíduos

Na Figura 1 encontram-se apresentados os resultados referentes ao levantamento dos locais e das atividades geradoras de resíduos sólidos de serviços de saúde (RSSS), bem como a discriminação dos principais resíduos gerados em cada local da Farmácia Escola.

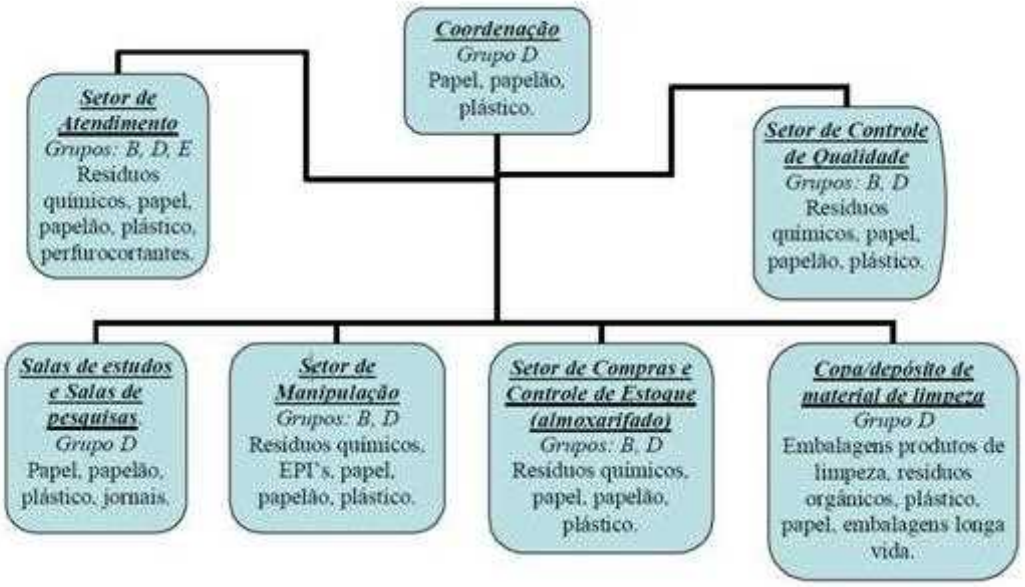


Figura 1. Fluxograma da geração de resíduos sólidos no ambiente da Farmácia Escola

Foram encontrados resíduos do Grupo A (potencialmente infectantes) somente na Sala de Aplicação de Injeções. A geração desses resíduos é pequena haja vista que a demanda por medicamentos injetáveis é muito baixa podendo atingir, em um mês, apenas três solicitações.

Os resíduos químicos (Grupo B) foram encontrados em todos os setores de manipulação magistral, almoxarifado, área de circulação entre os laboratórios, na sala de paramentação e no setor de atendimento ao público (neste caso, especialidades farmacêuticas vencidas).

Os resíduos químicos consistiam de:

- embalagens plásticas de matérias-primas e produtos semi-acabados;
- matérias-primas com prazo de validade expirado;
- cápsulas de gelatina;
- papéis utilizados na pesagem de matéria-prima;
- embalagens de vidro danificadas ou não;
- EPI´s utilizados nos laboratórios de manipulação (luvas, gorros, pró-pés);
- especialidades farmacêuticas sem controle especial com data de validade expirada;
- vidros, reagentes, produtos vencidos.

Não foram encontrados resíduos do Grupo C (rejeitos radioativos), já que este estabelecimento não está autorizado a utilizar essas substâncias.

Quanto aos resíduos sólidos comuns (Grupo D), recicláveis e não recicláveis, os mesmos foram encontrados em todos os setores da FE.

Resíduos perfurocortantes (Grupo E) também foram encontrados na sala de Aplicação de Injeções e ainda no Laboratório de Alopatia e Cosmetologia, mas, por estarem contaminados com produtos químicos, foram incluídos no Grupo B – químicos.

Num segundo momento, foi realizada a quantificação dos resíduos realizada na Farmácia Escola. No Quadro 1 encontram-se apresentados os valores obtidos.

Quadro 1. Produção mensal de resíduos sólidos gerados na Farmácia Escola, de acordo com a classificação RDC n. 306 (ANVISA, 2004)

Tipo	*Classificação*	*Peso (kg/mês)*
Grupo A[1] e E[1]	Potencialmente infectantes e perfurocortantes	NQ[2]
Grupo B[3]	Químicos	7
Grupo D	Comum	513
Grupo B[4] e E[5]	Químicos e perfurocortantes ou escarificantes	19
Total		539

[1] Os resíduos do Grupo A e E não foram quantificados pois sua geração é muito baixa, podendo demorar vários meses. Quando o recipiente atinge sua capacidade máxima é encaminhado ao contêiner especifico para RSSS pertencente à FF.
[2] NQ – Não quantificado (geração desprezível)
[3] Os resíduos do grupo B, neste caso, incluem somente matérias-primas com prazo de validade expirado.
[4] Não estão incluídas as especialidades farmacêuticas e nem as matérias-primas com prazo de validade expirado.
[5] Os resíduos do Grupo E são os gerados no Laboratório de Alopatia e Cosmetologia que entraram em contanto com substâncias do grupo B e tratados como tal.

Observou-se que foram gerados no local de estudo aproximadamente 28 kg/mês de resíduos classificados como químicos e quase 652 kg/mês de resíduos comuns.

A quantidade de resíduos químicos é considerada elevada quando comparada às citadas na literatura. Na FE percebeu-se que além de ser além de ser um local de estágio para futuros profissionais em farmácia, ocorrendo falhas naturais na manipulação de medicamentos, não há ações efetivas de contenção de desperdícios, nem tampouco comprometimento dos estagiários para evitá-los.

Na Figura 2 encontram-se apresentados os resíduos pertencentes ao Grupo B e seus respectivos percentuais.

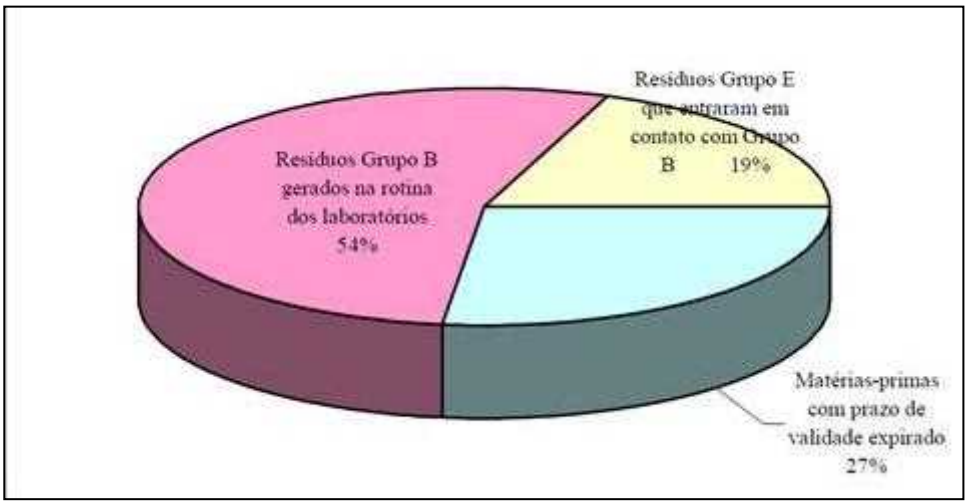


Figura 2. Percentual de resíduos químicos gerados na Farmácia Escola

3.2 Gerenciamento dos resíduos sólidos

A segregação dos resíduos deve ser feita no momento e local de sua geração, entretanto, foram observadas algumas irregularidades como acondicionamento de resíduos comuns (copos descartáveis) em sacos brancos leitosos (Figura 3) e químicos junto com resíduos comuns.



Figura 3. Disposição de resíduos do Grupo D em recipiente exclusivo para resíduos químicos.

Outro problema observado foi a existência de um espaço reservado para o armazenamento interno de resíduos no almoxarifado (para resíduos químicos – Figura 4) e no depósito de material de limpeza (para resíduos comuns – Figura 5). No almoxarifado, o local de armazenamento era delimitado apenas por uma marcação no piso onde as bombonas com resíduos químicos ficavam até serem encaminhadas ao tratamento externo – incineração. Ressalta-se que atualmente a Universidade Federal de Goiás já conta com um local

adequado para esse armazenamento temporário, construído de acordo com a norma brasileira.



Figura 4. Área destinada ao armazenamento interno de resíduos químicos (Grupo B)



Figura 5. Armazenamento interno dos resíduos comuns (Grupo D)

Quanto à coleta externa dos resíduos, observou-se que os resíduos comuns e os infectantes são recolhidos pelo órgão municipal responsável pela limpeza urbana e encaminhados para disposição no aterro sanitário municipal.

No caso dos resíduos químicos, 19% são encaminhados para aproveitamento em aulas práticas (matérias-primas com prazo de validade expirado) e 81% são destinados a incineração. Apesar de a reutilização ser considerada uma medida mitigadora de resíduos, este procedimento não é regulamentado na Faculdade de Farmácia e a responsabilidade quanto ao gerenciamento desses resíduos é repassada a outro setor da faculdade.

No caso dos resíduos incinerados, a UFG recebe um certificado de destruição dos mesmos.

4. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Com base nas informações já apresentadas conclui-se que:

- O gerenciamento adequado dos resíduos sólidos de serviços de saúde é fundamental para adequar as ações relacionadas aos resíduos sólidos, respeitando-se as particularidades de cada setor e os recursos humanos e materiais próprios da instituição;
- A inclusão de disciplina obrigatória que aborde o gerenciamento dos resíduos sólidos nas diretrizes curriculares do curso de graduação em Farmácia seria bastante conveniente;
- A Farmácia Escola conta com aproximadamente 360 substâncias em estoque e gera cerca de 652 kg/mês de resíduos comuns (Grupo D) e quase 28 kg/mês de resíduos classificados como químicos (Grupo B). Desse total de resíduos químicos, 27% correspondem a matérias-primas com prazo de validade expirado;
- O gerenciamento do estoque de matérias-primas da Farmácia Escola deve, portanto, ser mais eficiente evitando-se o descarte elevado de produtos vencidos;
- Em alguns recipientes destinados a resíduos comuns e a resíduos químicos observou-se a utilização de sacos plásticos branco-leitosos com o símbolo de substâncias infectantes;
- Embora os resíduos recebam o destino correto, um maior cuidado no momento da segregação dos mesmos resultaria em menores volumes de resíduos destinados ao tratamento.

5 REFERÊNCIAS

ANVISA – Agência Nacional de Vigilância sanitária. RDC n. 306 de 7 de dezembro de 2004. **Dispõe sobre o regulamento técnico para o gerenciamento de resíduos de serviços de saúde.** Disponível em: < http://e-legis.anvisa.gov.br/leisref/public/showAct.php?id=13554>. Acesso em 10 jul. 2010.

CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente. Resolução n. 358 de 29 de abril de 2005. **Dispõe sobre o tratamento e a disposição final dos resíduos dos serviços de saúde e dá outras providências.** Disponível em: <http://www.mma.gov.br/port/conama/res/res05/res35805.pdf>. Acesso em 10 jul. 2010.

GUADAGNIN. M. R.; QUIEROZ, G. C.; PIAZZA, E. T. **Central de triagem de resíduos sólidos recicláveis do PEGA – UNESC**. In: VI Seminário Nacional de Resíduos Sólidos, ABES, Gramado, RS. 2002. 6 p.

TAVARES, G. A.; BENDASSOLLI, J. A. **Implantação de um programa de gerenciamento de resíduos químicos e águas servidas nos laboratórios de ensino e pesquisa no CENA/USP.** Química Nona “On Line”. Julho/Agosto 2005, vol. 28, n. 4. P. 732-738. Disponível em <HTTP:// química nova.sbq.org/qnol/2005/vol28n4/30-AGO4251.pdf>. Acesso em: 24 mar. 2007.

DIAGNÓSTICO PARA REDUÇÃO DE PERDAS DE ÁGUA: APLICAÇÃO DE UMA METODOLOGIA EM SÃO PAULO – BRASIL

Débora Soares Melato[(1)]

Engenheira Química pela Escola Politécnica da USP (1992), pós-graduada em Engenharia Ambiental pela USP (1996), em Administração de Empresas pela USP (1998), em Engenharia de Segurança do Trabalho pela USP (2002), e Mestre em Saneamento pela Escola Politécnica da USP (2010). Engenheira da Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (Sabesp) desde 1994.

Kamel Zahed Filho

Engenheiro Civil, formado pela Escola Politécnica da USP, em 1978. Doutor em Engenharia Hidráulica, pela mesma Escola, em 1990. Engenheiro da Sabesp, Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo, desde 1985. Professor Doutor do Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, desde 1980.

Endereço[(1)]: Rua Dona Antônia de Queirós, 218 - Consolação - São Paulo - SP - CEP: 01307-010 - Brasil - Tel: +55 (11) 3138-5417 - e-mail: dsoares@sabesp.com.br

Resumo

O presente trabalho apresenta um caso prático de aplicação de metodologia para o diagnóstico e ações para redução de perdas de água, auxiliando na determinação do perfil das perdas, permitindo uma melhor priorização das ações de combate e redução de perdas reais (físicas) e perdas aparentes (comerciais).

A metodologia aqui proposta desenvolve a avaliação das perdas através do balanço hídrico, utilizando o *software* gratuito desenvolvido pelo Banco Mundial (*W-B Easy Calc - v1.17*), e foi aplicada no sistema de abastecimento de água da Região Metropolitana de São Paulo (RMSP). Foram levantados os dados básicos de controle do sistema e realizados ensaios de campo, com medições de pressão e ensaios para determinação das perdas aparentes.

Como estudo de caso, a metodologia foi aplicada em três setores de abastecimento da área central da RMSP, com características sócio-econômicas e demográficas diferentes. Os resultados do diagnóstico das perdas foram coerentes com as expectativas. Em função dos resultados, em cada setor deverá ser desenvolvida uma estratégia específica para a redução de perdas.

Palavras-chave: Diagnóstico. Perdas de água. Perdas aparentes (comerciais). Perdas reais (físicas). *W-B Easy Calc*.

1 OBJETIVO

O objetivo principal do presente trabalho é apresentar um caso prático de aplicação de metodologia do balanço hídrico para o diagnóstico e ações para redução de perdas de água, auxiliando na determinação do perfil das perdas, permitindo uma melhor priorização das ações de combate e redução de perdas reais (físicas) e perdas aparentes (comerciais).

2 INTRODUÇÃO

Assim como a maior parte das regiões metropolitanas, a região metropolitana de São Paulo (RMSP) apresenta vários problemas devido a sua grande concentração populacional, entre eles a escassez de recursos hídricos e o comprometimento da qualidade dos mesmos devido à ocupação desordenada do entorno de seus mananciais. Embora a RMSP tenha índices de perdas em seu sistema de abastecimento que podem ser considerados elevados, em outras cidades brasileiras, esse problema é ainda maior, o que leva a uma média nacional dos índices de perdas de faturamento de 39,8% em 2006 (PMSS/SNIS, 2007).

Uma forma de reduzir este problema por parte das prestadoras de serviços de saneamento é a redução e controle de perdas nos sistemas de abastecimento de água, proporcionando um aumento na sua eficácia e eficiência do controle operacional do sistema, além da redução de despesas, aumento do faturamento e postergação de novos investimentos.

Primeiramente, é necessária uma avaliação das perdas através da auditoria das águas, utilizando-se metodologias de avaliação de perdas consagradas e aplicadas internacionalmente, como o balanço hídrico, podendo-se utilizar *softwares* específicos desenvolvidos para esta tarefa.

Para se realizar um diagnóstico adequado, é necessário o desenvolvimento de uma metodologia, a utilização das ferramentas adequadas, o conhecimento detalhado do sistema a ser aplicada, a confiabilidade dos dados, e por fim a interpretação e entendimento dos resultados. Com isto, será possível direcionar melhor os recursos disponíveis e atingir o objetivo de reduzir as perdas de água mais facilmente.

3 CONCEITOS

Pela terminologia da *International Water Association* (IWA), perda de água "é o volume referente à diferença entre a água entregue ao sistema de abastecimento e os consumos autorizados, medidos e não-medidos, faturados ou não-faturados, fornecidos aos consumidores cadastrados, à própria Prestadora de Serviços e a outros que estejam implícita ou explicitamente autorizados a fazê-lo" (ALEGRE *et al.*, 2006).

Em um sistema de abastecimento, as perdas de água se dividem em perdas reais (físicas) e aparentes (comerciais). As perdas reais correspondem a aquele volume de água que é realmente perdido e desperdiçado, basicamente através de vazamentos. Já as perdas aparentes correspondem ao volume de água que foi consumido, porém não foi medido e faturado pela prestadora, referindo-se basicamente às perdas comerciais. Porém, para reduzir cada uma dessas parcelas são necessárias ações distintas.

As principais ações de redução de perdas reais são: controle de pressão, controle ativo de vazamentos, gerenciamento da infraestrutura e agilidade e qualidade dos reparos de vazamentos.

Já para perdas aparentes, as principais ações de redução são: combate às fraudes e ligações clandestinas, melhorias no sistema comercial, redução de imprecisão dos medidores e qualificação da mão-de-obra.

Para se saber o nível atual das perdas, definir metas de redução e medir o desempenho ao longo do tempo, é fundamental o cálculo periódico de indicadores de perdas.

Para permitir a comparação de índices de desempenho de diferentes sistemas em diversos países, em 2000, a IWA definiu os quatro principais indicadores de perdas (ALEGRE *et al.*, 2006):

- Indicador percentual (IP);
- Índice de perdas por ramal (IPR);
- Índice de perdas por extensão de rede (IPER);
- Índice infraestrutural de perdas (IIE).

Entretanto, deve-se mencionar que, apesar das evoluções no assunto, ainda não existe um indicador perfeito, devendo-se se analisar o conjunto dos indicadores e verificar qual retrata melhor a situação das perdas naquele sistema.

O Banco Mundial desenvolveu um guia geral através do software *World Bank Easy Calc* (WB, 2006), apresentado no Quadro 1, estabelecendo valores de IIE e perdas reais em L/ligação x dia para sistemas de países desenvolvidos e em desenvolvimento, com diferentes faixas de pressão de operação. Dessa forma, é possível verificar se o sistema encontra-se ou não em níveis aceitáveis, e direcionar melhor as ações.

Quadro 1 - Guia geral para avaliação do Banco Mundial. Fonte: *Software World Bank Easy Calc* (WB, 2006).

Categoria de performance técnica		IIE	litros/ligação/dia				
			Sistema está pressurizado numa pressão média de:				
			10 m	20 m	30 m	40 m	50 m
País Desenvolvido	A	1 - 2		< 50	< 75	< 100	< 125
	B	2 - 4		50-100	75-150	100-200	125-250
	C	4 - 8		100-200	150-300	200-400	250-500
	D	> 8		> 200	> 300	> 400	> 500
País em Desenvolvimento	A	1 - 4	< 50	< 100	< 150	< 200	< 250
	B	4 - 8	50-100	100-200	150-300	200-400	250-500
	C	8 - 16	100-200	200-400	300-600	400-800	500-1000
	D	> 16	> 200	> 400	> 600	> 800	> 1000

A:	Redução adicional de perda pode não ser econômica, ao menos que haja insuficiência de abastecimento; são necessárias análises mais criteriosas para identificar o custo de melhoria efetiva.
B:	Potencial para melhorias significativas; considerar o gerenciamento de pressão; práticas melhores de controle ativo de vazamentos, e uma melhor manutenção da rede.
C:	Registro deficiente de vazamentos; tolerável somente se a água é abundante e barata; mesmo assim, analise o nível e a natureza dos vazamentos e intensifique os esforços para redução de vazamentos.
D:	Uso muito ineficiente dos recursos; programa de redução de vazamentos é imperativo e altamente prioritário.

3.1 Avaliação das Perdas

A avaliação das perdas corresponde basicamente a uma auditoria das águas, através de técnicas de avaliação de perdas reconhecidas e aplicadas internacionalmente.

A auditoria de água identifica o volume de água perdido e o custo do volume de perdas para a empresa. A auditoria tem como objetivo subsidiar a empresa, com dados e resultados de medições e sistemas de controle, na seleção e implementação de programas para redução de perdas no sistema de abastecimento de água.

Basicamente, existem três métodos para avaliação geral das perdas (THORNTON, 2008):

- *Top-down:* conhecido como balanço hídrico;
- *Bottom-up:* conhecido como avaliação da vazão mínima noturna.
- *M*étodo de análise de componentes de perdas reais BABE – *Background and Bursts Estimates*

3.1.1 Balanço Hídrico

O método *top-down*, consiste em avaliar as perdas por meio do cálculo do balanço hídrico “de cima para baixo”, ou seja, pelo volume de água que entra no sistema menos o volume de água consumido. Neste método, são feitas hipóteses para determinar as perdas aparentes e, pela diferença, chega-se às perdas reais. Recomenda-se utilizar o período de um ano para avaliação dos volumes.

O balanço hídrico é uma forma estruturada de avaliar os fluxos, usos e as perdas de água no sistema. É uma poderosa ferramenta de gestão, pois daí podem ser gerados diversos indicadores de desempenho para o acompanhamento das ações técnicas, operacionais e empresariais (TARDELLI FILHO, 2004).

Atualmente, o balanço hídrico é a forma mais simples e fácil de fazer a auditoria das águas, sendo utilizado no mundo todo. Hoje, existem vários softwares gratuitos e planilhas no mercado que auxiliam no seu cálculo, conforme Quadro 2 (FANTOZZI, 2007).

Quadro 2 – Alguns *softwares* gratuitos para cálculo do balanço hídrico e indicadores de performance da IWA. Fonte: adaptado de FANTOZZI (2007).

***Software* gratuito**	**Informações complementares**	**Disponibilidade**	**e-mail ou página da Internet**
AquaLite	Aguardando conclusão	Internacional	RonnieM@wrp.co.za
Benchleak	Disponível	África do Sul	
CheckCalcs	Aloca os valores de IIE para as faixas do sistema do Banco Mundial, e identifica ações prioritárias. Também identifica as possibilidades e benefícios do gerenciamento de pressão	Europa	www.studiomarcofantozzi.it
		Oriente	mfarley@alvescot.demon.co.uk
		Austrália e Nova Zelândia	sammiep@widebaywater.com.au
		Canadá e Estados Unidos	veritec@sympatico.ca
		Todos os outros países	www.leakssuite.com
Leakage CheckUp	*Software* não pode ser baixado, cálculos realizados na própria página da internet	Europa	www.waterportal.com
WaterAudit	Versões no sistema métrico e americano, customizadas para a terminologia americana	América do Norte	www.awwa.org/WaterWiser/ waterloss/Docs/ WaterAuditSoftware.cfm
W-B Easy Calc	Aloca os valores de IIE para as faixas do sistema do Banco Mundial	Internacional	www.liemberger.cc

As vantagens do balanço hídrico são:

- Facilidade de utilização;
- Aplicação em sistemas de tamanhos variados ou partes do sistema;
- Disponibilidade dos dados da macromedição e micromedição nas prestadoras de serviços de saneamento;
- Custo reduzido.

As desvantagens são:

- Forte dependência das hipóteses adotadas na estimativa da perda aparente;
- Baixa precisão nos resultados, devido às hipóteses e estimativas adotadas.

4 METODOLOGIA

A metodologia aqui desenvolvida utiliza o balanço hídrico como método de avaliação das perdas. Conforme já citado, este é um método de avaliação *top-down*, isto é, “de cima para

baixo", onde são feitas hipóteses para determinar as perdas comerciais (aparentes) e, pela diferença, chega-se às perdas físicas (reais).

Para se iniciar a análise do balanço hídrico, deve-se primeiro definir o *software* a ser utilizado, podendo ser utilizados *softwares* gratuitos, adquirir algum *software* comercial ou mesmo desenvolver um aplicativo próprio. A metodologia aqui aplicada (MELATO, 2010) foi baseada na utilização do *software* desenvolvido pelo Banco Mundial *W-B Easy Calc - v1.17* (WB, 2006), disponível em mais de 10 línguas, incluindo o português. Atualmente já se encontra também disponível no site www.liemberger.cc a versão mais atualizada do *W-B Easy Calc – v300,* disponível em 20 línguas.

Posteriormente, foram levantados os dados básicos de controle do sistema, por um período de 12 meses: volume de entrada, consumo faturado, consumo não faturado, consumo não autorizado, erros de medição, dados da rede, pressão média, intermitências no abastecimento e informações financeiras.

São necessários também ensaios de campo, com medições de pressão e ensaios para determinação das perdas aparentes (comerciais): índice de fraudes em ligações ativas e inativas, perdas através das ligações clandestinas em favelas e áreas invadidas, e determinação dos erros de medição em macromedidores e submedição em hidrômetros.

Então, após a realização dos ensaios de campo e preenchimento dos dados citados anteriormente, é calculado o balanço hídrico, nos moldes da matriz da IWA (Figura 1).

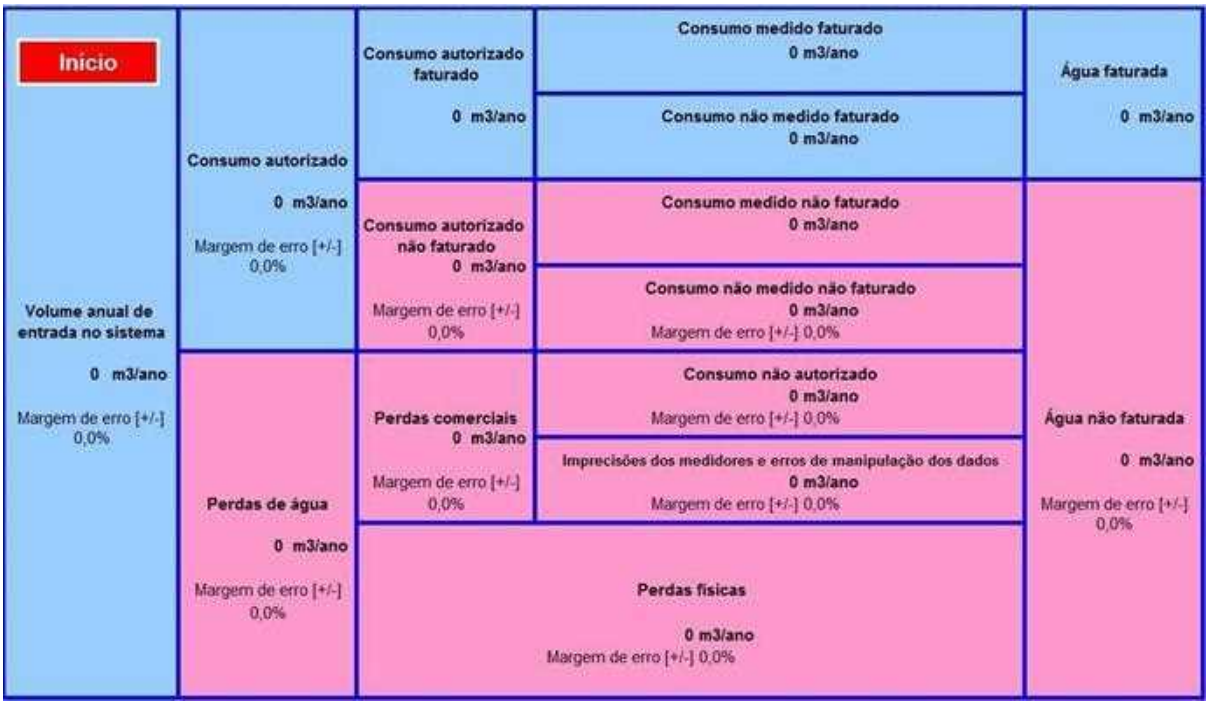


Figura 1 – Balanço Hídrico extraído do software *W-B Easy Calc.*

Desta forma, através da elaboração do Balanço Hídrico, é possível desagregar a parcela das perdas do sistema, com avaliação das perdas físicas e comerciais. Seu correto entendimento é uma ferramenta essencial para a priorização de ações de redução das perdas.

Além do balanço hídrico, o *software* também calcula os principais indicadores de perdas propostos pela IWA, grupos de performance segundo guia de avaliação geral de perdas do Banco Mundial para país desenvolvido e em desenvolvimento, conforme Figura 2, além de outros indicadores de performance financeira.

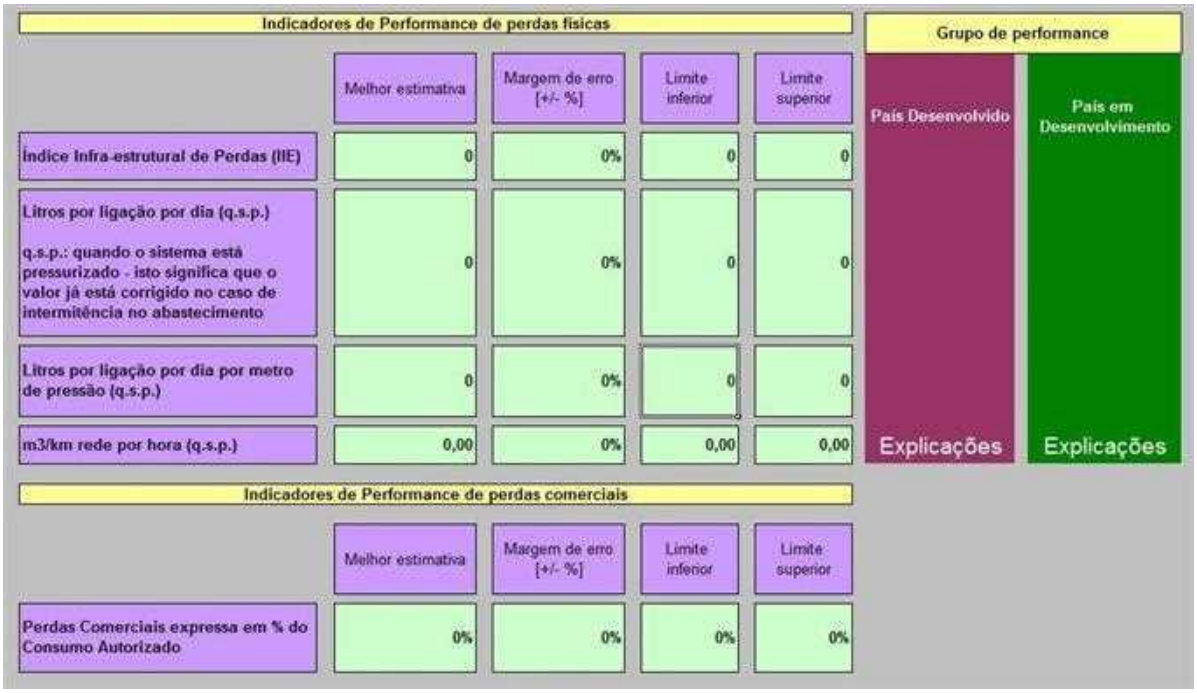


Figura 2 – Principais indicadores de performance calculados pelo software *W-B Easy Calc.*

5 ESTUDO DE CASO E RESULTADOS

Para aplicação da metodologia foram escolhidos três setores de abastecimento, com características distintas, situados na área central da RMSP: Mooca, Paulista e o conjunto dos setores Jd. São Pedro/Jd. da Conquista.

O setor Mooca é o mais antigo e bastante heterogêneo. Possui 820,6 km de rede e 110.763 ligações ativas de água, com uma pressão média de 45 mH_2O.

Já o setor Paulista é um setor menor, bastante verticalizado e de alta renda. Possui 227,9 km de rede e 15.019 ligações ativas de água, com uma pressão média de 45 mH_2O.

O conjunto dos setores Jd. São Pedro/Jd. da Conquista foi analisado como um bloco, por apresentarem transferência de água entre eles. São setores predominantemente residenciais de baixa renda, com vários núcleos de favelas e áreas invadidas. Possuem 290,3 km de rede e 51.569 ligações ativas de água, com uma pressão média de 40 mH_2O.

A seguir são apresentados no Quadro 3 os principais dados dos setores estudados em 2008.

Quadro 3 – Principais dados dos setores estudados em 2008 (Fonte: Signos Sabesp).

Dados	Mooca	Paulista	Jd. S. Pedro/ Jd. Conquista
Área (km^2)	38.522	8.141	21.081
Ligações ativas (un)	110.763	15.019	51.569
Volume macromedido total (m^3/ano)	54.309.056	28.513.714	19.523.663
Volume micromedido total (m^3/ano)	37.387.230	25.552.932	7.635.122
Cota máxima (m)	800	830	880
Cota mínima (m)	720	785	740
Extensão de rede (km)	820,6	227,9	290,3
Porcentagem da rede c/ mais de 50 anos (%)	30,6	16,4	0,0
Vazamentos na rede (un/ano)	625	148	142
Vazamentos no ramal (un/ano)	3.110	579	3.433

Foram analisados os períodos dos anos de 2007 e 2008, mas como houve pouca diferença entre os resultados obtidos, no trabalho foram apresentados somente os resultados do ano de 2008.

Para todos os setores, foi adotada uma margem de erro de 5% para os dados que são medidos e/ou se tem mais confiabilidade, e uma margem de erro de 10% para aqueles que são estimados e/ou cuja confiabilidade é menor.

A seguir é apresentado um resumo dos principais resultados obtidos com a aplicação da metodologia (Quadro 4).

Quadro 4 – Principais resultados da aplicação da metodologia.

Setor	% das Perdas Totais		IIE	Perda Física (L/lig x dia)	Grupo de Performance	Perdas Comerciais (%)
	Física	Comercial				
Mooca	63,8	36,2	5,9	250	B	15
Paulista	19,2	80,9	1,9	90	A	8
Jd. S. Pedro/ Jd. Conquista	65,0	35,0	8,9	320	C	32

Apesar dos três setores de abastecimento pertencerem ao município de São Paulo, observa-se que os resultados do diagnóstico das perdas foram bastante distintos, levando a

estratégias totalmente diferentes para a redução de perdas em cada setor, bem como o respectivo grupo de performance.

O perfil das perdas no setor Mooca é predominantemente de perdas físicas (63,8% do total), sendo necessária uma ênfase maior nas ações de redução de perdas físicas para reduzir as perdas mais rapidamente neste setor, assim como nos setores Jd. São Pedro/Jd. da Conquista (65% de perdas físicas).

Porém, ao se analisar o IIE e a perda física em L/lig x dia, verifica-se que a situação das perdas nos setores Jd. São Pedro/Jd. da Conquista é pior do que no setor Mooca.

O IIE do setor Mooca foi de 5,9 indicando que este setor está 5,9 vezes pior do que o nível tecnicamente aceitável, enquanto o IIE dos setores Jd. São Pedro/Jd. da Conquista foi de 8,9. Além disto, a perda física destes setores foi de 320 L/lig x dia, ao passo que no setor Mooca foi um pouco menor, apresentando o valor de 250 L/lig x dia.

Em termos de grupo de performance, segundo guia geral para avaliação do Banco Mundial, em função do IIE, da pressão e da perda física, o setor Mooca se enquadrou no grupo B para país em desenvolvimento: “potencial para melhorias significativas; considerar o gerenciamento de pressão; práticas melhores de controle ativo de vazamentos e uma melhor manutenção da rede.” Neste setor, portanto, deverão ser melhoradas as práticas de gerenciamento de pressão e controle ativo de vazamentos.

Já os setores Jd. São Pedro/Jd. da Conquista se enquadraram no grupo C: ”registro deficiente de vazamentos; tolerável somente se a água é abundante e barata; mesmo assim, analise o nível e a natureza dos vazamentos e intensifique os esforços para redução de vazamentos”. Nestes setores, portanto, deverá ser analisada a natureza dos vazamentos, principalmente os vazamentos nos ramais, cuja incidência é maior, e deverão ser implantadas práticas de controle ativo de vazamentos.

Para o setor Paulista, o diagnóstico das perdas foi bem diferente. As perdas são predominantemente comerciais (80,9% do total), o IIE apresentou um resultado relativamente baixo, indicando que este setor está apenas 1,9 vezes pior do que o nível tecnicamente aceitável, a perda física foi de apenas 90 L/lig x dia e o setor se enquadrou no grupo de performance A: redução adicional de perda pode não ser econômica, ao menos que haja insuficiência de abastecimento; são necessárias análises mais criteriosas para identificar o custo de melhoria efetiva.

Portanto, observa-se que de posse destes diagnósticos, as estratégias e ações para redução de perdas nestes setores devem ser totalmente distintas. As ações de redução de perdas físicas devem ser priorizadas nos setores Jd. São Pedro/Jd. da Conquista, seguidas de ações também de redução de perdas físicas no setor Mooca. Já no setor Paulista, caso

haja interesse em reduzir mais as perdas e recursos disponíveis, já que não há insuficiência de abastecimento, devem ser priorizadas ações de redução de perdas comerciais.

Para efeito de comparação dos principais resultados, foi utilizado também outro *software*, o Programa de Indicadores de Desempenho de Perdas de Água "FastCalc" Brasil, na sua versão personalizada para a Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (Sabesp). Basicamente, o que muda entre um *software* e outro, é a forma de preenchimento e apresentação dos resultados, os quais foram praticamente iguais.

Observa-se, portanto, que os resultados são muito próximos, mostrando que é possível utilizar qualquer um dos softwares para o cálculo do balanço hídrico e dos principais indicadores de performance.

6 CONCLUSÕES

Com base nos objetivos propostos, as principais conclusões do trabalho apresentado são:

- A metodologia do balanço hídrico, utilizada neste trabalho para o diagnóstico das perdas de água, mostrou-se acessível, fácil e simples de ser utilizada, apesar de estar sujeita a imprecisões, mas que não comprometem as tomadas de decisões para ações específicas nas áreas analisadas;
- A metodologia foi aplicada em três setores de abastecimento da área central da RMSP com características distintas: Mooca, Paulista e o conjunto Jd. São Pedro/Jd. da Conquista. Os resultados dos diagnósticos mostraram que em cada setor deverá ser desenvolvida uma estratégia específica para redução de perdas. O perfil das perdas no setor Mooca é predominantemente de perdas físicas, assim como os setores Jd. São Pedro/Jd. da Conquista, porém serão necessárias ações mais básicas e intensas nesses setores. Já no setor Paulista, as perdas são predominantemente comerciais e se encontram próximas do patamar aceitável, onde uma redução adicional de perda pode não ser econômica;
- A metodologia desenvolvida nesta pesquisa se mostrou adequada, permitindo um diagnóstico das perdas dos setores avaliados, e um posterior direcionamento das ações de redução dessas perdas, podendo ser utilizada em outros sistemas de distribuição de água, com características diversas.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES

O início de qualquer Programa de Redução de Perdas pressupõe o conhecimento do problema a se enfrentar. A realização de um bom diagnóstico é fundamental para a redução eficiente das perdas. Focalizar ações de perdas comerciais (aparentes) numa área onde o problema são as perdas físicas (reais) poderá levar ao desperdício de recursos e não se atingir a redução de perdas desejada.

Este diagnóstico pressupõe a elaboração da matriz do Balanço Hídrico, através do qual é possível calcular os principais indicadores de performance e obter um perfil das perdas, quantificando as perdas físicas (reais) e comerciais (aparentes).

Cabe ressaltar que, a elaboração do Balanço Hídrico não é uma atividade única e estanque ao longo do tempo, ao contrário, este deve ser atualizado constantemente, conforme sejam obtidos maiores e melhores informações do sistema, calibrando, se possível, com ensaios de campo. Também é importante a confiabilidade dos dados e informações que alimentarão as planilhas, pois a precisão dos resultados depende dessa confiabilidade.

É recomendável também, na medida do possível, fazer a avaliação das perdas através das outras metodologias: avaliação da vazão mínima noturna e análise das componentes das perdas de água, confrontando seus resultados e permitindo uma calibração das variáveis e hipóteses assumidas, de forma a buscar um conjunto de resultados mais precisos e confiáveis.

Deve-se ressaltar também que, a redução das perdas de modo geral é um processo contínuo, que exige controle e continuidade das ações. A aplicação da metodologia aqui descrita deve ser feita frequentemente, permitindo a priorização das ações necessárias conforme o perfil de perdas de cada setor.

Por fim, tão importante quanto o conhecimento do problema e a aplicação das ferramentas adequadas, é o envolvimento e comprometimento de todas as áreas do prestador de serviços de saneamento, pois a redução das perdas não é um ato isolado, de responsabilidade de uma área ou de um grupo de pessoas, mas sim de cada um e de todos.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALEGRE, H. *et al. Performance Indicators for Water Supply Services – Second Edition*, London: IWA Publishing, 2006.

FANTOZZI, M. et al. *Some internacional experiences in promoting the recent advances in practical leakage management,* International Water Association, Water Loss Task Force, 2007. Disponível em <www.iwaom.org/wltf> Acesso em março de 2008.

MELATO, D. S. *Discussão de uma metodologia para o diagnóstico e ações para redução de perdas de água: aplicação no sistema de abastecimento de água da Região Metropolitana de São Paulo*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Hidráulica/Saneamento Básico) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, São Paulo, 2010.

PMSS/SNIS – *Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos 2006***.** Ministério das Cidades. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada. Brasília, 2007.

TARDELLI FILHO, J. Controle e Redução de Perdas, In: TSUTIYA, M. T. Abastecimento de Água, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

THORNTON, J., STURM, R., KUNKEL, G., Water Loss Control. 2nd ed. New York: McGraw-Hill, 2008.

WB - World Bank, *Software WB – EasyCalc*, Version 1.17, 2006. Disponível em <www.liemberger.cc>.

DIMENSIONAMENTO DE CONDUTAS ENTERRADAS

João C. CARVALHO[1]; António J. MONTEIRO[2]

Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Instituto Superior Técnico - Lisboa, Portugal

RESUMO

A instalação de condutas enterradas implica uma adequada análise hidráulica e estrutural, processos condicionantes na escolha: do diâmetro; do tipo de material; do tipo de assentamento; e da capacidade resistente a exigir à tubagem a instalar.

A classificação das condutas e os seus métodos de instalação são factores que também são importantes no processo de dimensionamento de condutas enterradas.

Após a estimativa do caudal a transportar, o dimensionamento hidráulico efectua-se, em geral, com a verificação da capacidade de transporte através de uma expressão de cálculo de perdas de carga como, por exemplo a expressão de *Manning-Strickler*, para definir o diâmetro a ser adoptado.

A determinação das cargas aplicadas nas condutas é composta pelas cargas estáticas e cargas dinâmicas. Os fundamentos para a determinação das cargas estáticas baseiam-se nas teorias de *Marston* e *Spangler*, cujos conceitos, teorias e procedimentos são considerados os mais adequados ao dimensionamento de condutas enterradas. Considerando que estes métodos têm um grau significativo de complexidade na sua aplicação e o respectivo significado físico não é de fácil apreensão, desenvolveram-se expressões alternativas que são de mais simples compreensão física e aplicação. São apresentadas comparações gráficas entre a metodologia proposta e a teoria de *Marston e Spangler*.

Para o cálculo das cargas dinâmicas aplicadas em elementos enterrados, foram utilizados dois métodos distintos, a expressão de *Boussinesq* e o método de degradação linear de cargas, comparando graficamente os métodos.

São também abordados os aspectos referentes aos ensaios laboratoriais da resistência à compressão diametral, com referência à Norma Europeia e ensaios de *Zaidler*.

---

[1] Aluno Mestrado Integrado em Engenharia Civil no I.S.T., jjccarvalho@hotmail.com

[2] Professor Auxiliar, I. S. T., Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, ajm@civil.ist.utl.pt

Palavras-chave: cargas em condutas enterradas, degradação de carga dinâmica, ensaios de compressão diametral, expressão de *Boussinesq* e teoria de *Marston*.

1. CLASSIFICAÇÃO DAS CONDUTAS

1.1 Condutas rígidas

Nas instalações de condutas rígidas a característica relevante é o facto de a conduta ser mais rígida do que o solo onde está instalada, o que implica que a conduta suporta praticamente toda a carga aplicada ao nível da superfície e do peso do solo como se pode verificar na Figura 1, em que D representa o diâmetro da conduta e B a largura da vala.

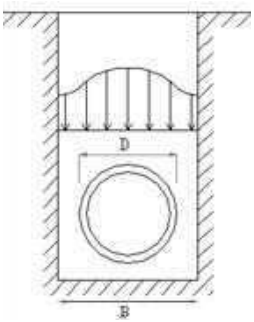


Figura 1 – Acréscimo de carga em condutas rígidas.

1.2 Condutas flexíveis

Nos locais onde se encontram instaladas condutas flexíveis, o solo é mais rígido que a conduta, o que permite que o terreno suporte a maior parte do carregamento aplicado como se observa na Figura .

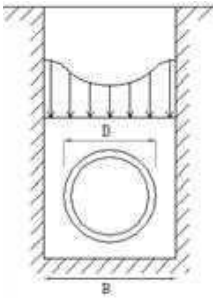


Figura 2 – Redução de carga em condutas flexíveis.

2. MÉTODOS DE INSTALAÇÃO

2.1 Instalação em vala

Um dos processos mais frequentes utilizados na instalação de condutas enterradas é sem dúvida a instalação em vala, visto ser de fácil execução relativamente aos restantes métodos. (Júnior, Lages, *et al*, 2008) Este método

consiste na abertura de um troço com dimensões superiores ao diâmetro das condutas a serem colocadas, de modo a garantir boas condições de trabalho no momento da colocação das condutas. Esta abertura pode ser efectuada por três métodos distintos, como está ilustrado na Figura 3.

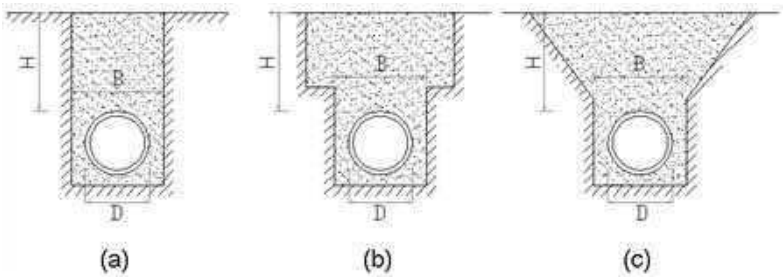


Figura 3 - Tipos de vala: (a) simples; (b) com degrau ou com sub-vala; (c) com paredes inclinadas (Adaptado: Neto e Relvas, 2003).

2.2 Instalação em aterro

2.2.1 Instalação em projecção positiva

A instalação de projecção positiva apenas obriga a uma pequena abertura no terreno, apresentada na Figura 4, normalmente identificada como trincheira, com a intenção de garantir que a conduta esteja imobilizada no local onde foi colocada. É de notar que a superfície do terreno natural terá de ficar pelo menos abaixo da cota do centro da conduta, pois caso contrário, deixaria de ser considerada projecção positiva.

Dentro deste tipo de instalação, existem ainda dois modos de projecção, a projecção incompleta e a projecção completa, diferenciadas pela existência ou não de um plano de igual assentamento, respectivamente.

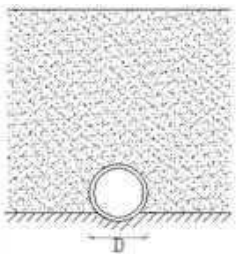


Figura 4 – Instalação em aterro com projecção positiva (Adaptado: Neto e Relvas, 2003).

2.2.2 Instalação em projecção negativa

A instalação com projecção negativa difere na classificação anterior pela altura da trincheira escavada, mas o objectivo deste passo inicial é o mesmo que o descrito na projecção positiva. Nestas condições a altura da trincheira terá de ser superior ao diâmetro da conduta, conforme apresentado na Figura 5, de modo a que exista um patamar acima da cota superior da conduta constituído por solo natural.

Também em projecção negativa se encontra a distinção entre a projecção completa e projecção incompleta, descriminada pela mesma razão apresentada na projecção positiva.

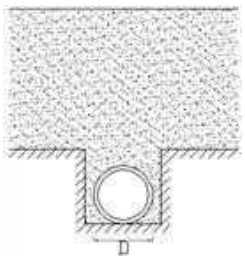


Figura 5 – Instalação em aterro com projecção negativa
(Adaptado: Neto e Relvas, 2003).

3. DIMENSIONAMENTO

3.1 Dimensionamento hidráulico

3.1.1 Cálculo hidráulico

Tanto para a determinação das velocidades ou diâmetros das redes de esgotos, pode-se utilizar a fórmula *Manning-Strickler* (Quintela, 1981):

$$Q = K_s A R_h^{2/3} i^{1/2} \quad (1)$$

onde:

Q = Caudal de cálculo (m^3);

K_s = Coeficiente de rugosidade de *Manning-Strickler* ($m^{1/3}\ s^{-1}$);

A = Área da secção transversal da conduta (m^2);

R_h = Raio hidráulico (m);

i = Inclinação da tubagem (m/m).

3.1.2 Estudo do Coeficiente de Rugosidade

O valor que representa o coeficiente de *Manning-Strickler* na expressão anterior é um valor tabelado, função do material da conduta. Para se verificar a veracidade desta ideia, realiza-se neste capítulo um estudo sobre a dependência de outros factores na escolha do valor correcto do coeficiente de rugosidade de *Manning-Strickler*.

Para se realizar este estudo arbitraram-se uma gama de Diâmetros Nominais (DN) entre DN200 e DN2000, três valores padrão do coeficiente de rugosidade (75, 90 e 110), um valor constante de 0,5% como representante do declive da tubagem, e ainda, que o escoamento ocorria em secção cheia (R_h=D/4). Com estes dados arbitrados é fácil recorrer-se à equação de *Manning-Strickler* para se calcular o valor do caudal e da velocidade do escoamento, e de seguida pela fórmula de *Darcy-Weisbach* retirar-se o valor do factor de atrito, f (Lencastre, 1969):

$$\Delta H = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{U^2}{2g} \tag{2}$$

sendo:

ΔH = Perda de carga ao longo do comprimento da tubagem (m.c.f.);

f = Factor de atrito *Darcy-Weisbach* (-);

L = Comprimento da tubagem (m);

U = Velocidade do escoamento (m/s);

D = Diâmetro da tubagem (m);

g = Aceleração da gravidade (m/s^2).

Este factor de atrito também pode também ser determinado através de um processo iterativo pela equação de *Colebrook-White* (Manzanares, 1979):

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\log_{10}\left(\frac{k}{3{,}7D} + \frac{2{,}51}{\mathrm{Re}\sqrt{f}}\right) \tag{3}$$

sendo:

f = Factor de atrito *Darcy-Weisbach* (-);

k = Rugosidade absoluta da parede da tubagem (m);

D = Diâmetro da tubagem (m);

R_e = Número de *Reynolds* (-).

Para avaliar o efeito do diâmetro da conduta no coeficiente de *Manning-Strickler,* com rugosidade absoluta constante, igualou-se o factor de atrito pela equação de *Colebrook-White* ao determinado pela fórmula de *Darcy-Weisbach* com as perdas de carga dadas pela expressão de *Manning-Strickler*. O valor da rugosidade absoluta da tubagem, segundo Baptista (1980), representa o diâmetro de um grão de areia necessário de revestir uma tubagem de vidro para que valor de rugosidade da tubagem de vidro seja igual ao da tubagem de projecto. Os resultados obtidos estão no gráfico 1:

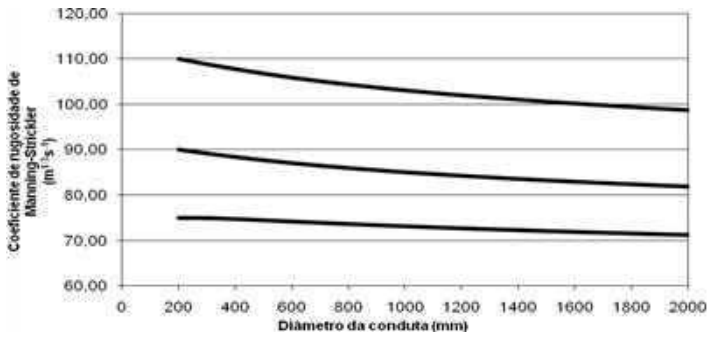


Gráfico 1 – Relação entre o coeficiente de rugosidade de *Manning-Strickler* e o diâmetro das condutas.

Conclui-se assim, que o coeficiente de rugosidade de *Manning-Strickler*, a adoptar pode sofrer variações com algum significado, dependendo não só do material, característica que tem maior peso na relação com o coeficiente, mas também do diâmetro adoptado.

3.2 Dimensionamento estrutural

3.2.1 Considerações introdutórias

Baseadas nas expressões originais de *Marston* e *Spangler* desenvolveram-se no presente trabalho expressões simplificadas para o cálculo da carga aplicadas em

condutas enterradas baseadas nas fórmulas originais dos dois autores já referidos. A resolução das equações de *Marston* e *Spangler* têm algum grau de complexidade porque necessita-se de determinar inicialmente qual o estado de projecção a executar, completa ou incompleta, processo que só é possível através de um cálculo iterativo para se chegar ao valor da altura do plano de igual assentamento. Outra das razões para se proceder à determinação das novas fórmulas, é que na expressão inicial de *Marston* e *Spangler* o coeficiente de carga não está a multiplicar pelo peso do volume de solo acima do elemento enterrado, o que não evidencia a contribuição do coeficiente no valor final da carga aplicada.

3.2.2 Solicitações estáticas em vala

A carga aplicada pelo peso do solo é designada por:

$$V = \gamma B^2 C_v \tag{4}$$

onde o coeficiente C_v se nomeia por coeficiente de vala e pode ser retirado do Gráfico 2 a seguir apresentado.

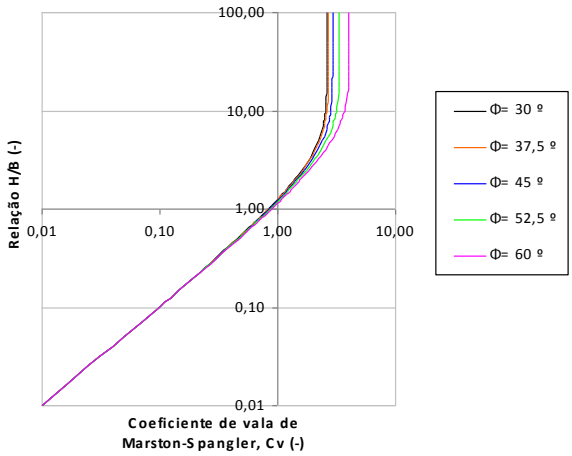


Gráfico 2 – Gráfico para se retirar o coeficiente de vala de *Marston-Spangler*, C_v

Em relação à questão da classificação da conduta para determinar a carga actuante, a justificação deve-se com a diferente largura do prisma de solo que entra no cálculo. Esta largura difere porque em condutas flexíveis apenas se entra com a largura diametral do elemento, enquanto que nos elementos rígidos a largura de solo é igual à largura da vala ao nível da geratriz superior da secção.

Assim, para o cálculo da carga do solo em condições de vala segundo Young e Trott (1984) tem-se para:

- condutas rígidas,

$$V = C_v \times \gamma \times B^2 \quad (5)$$

- condutas flexíveis,

$$V = C_v \times \gamma \times B \times D \quad (6)$$

onde,

V = carga sobre a conduta, por unidade de comprimento, (kN/m);

C_v = coeficiente de carga para elementos instalados em vala, que depende do tipo de solo (Kμ), da profundidade da instalação (H) e da largura da vala (B), como se pode ver no Gráfico 2 ou **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**;

γ = peso volúmico do solo de enchimento, (kN/m^3);

B = largura da vala, ao nível da geratriz superior da conduta, (m);

D = diâmetro externo da conduta, (m).

Formulação alternativa proposta

A aplicação das fórmulas apresentadas anteriormente são de fácil execução, apenas é necessário substituir os valores das variáveis e introduzir o valor do coeficiente de vala a partir do gráfico ou através do cálculo do valor pela respectiva expressão. No entanto, e por se pretender apresentar uma expressão para o cálculo da carga actuante em que esta seja relacionada com o peso do prisma de solo (γHB em condutas rígidas e γHD em condutas flexíveis), propõe-se uma expressão alternativa à fórmula original, usando um coeficiente de carga unitário, α_v, que se relaciona com o coeficiente de vala (C_v) da forma que se deduz de seguida:

- condutas rígidas

$$\alpha_v \times \gamma \times H \times B = C_v \times \gamma \times B^2 \Leftrightarrow \alpha_v \times H = C_v \times B \Leftrightarrow \alpha_v = C_v \times \frac{B}{H} \quad (7)$$

- condutas flexíveis

$$\alpha_v \times \gamma \times H \times D = C_v \times \gamma \times B \times D \Leftrightarrow \alpha_v \times H = C_v \times B = \Leftrightarrow \alpha_v = C_v \times \frac{B}{H} \quad (8)$$

Após a verificação das expressões referentes à relação entre o novo coeficiente e o original, é fácil perceber que o valor da carga actuante da conduta será o mesmo do que pelo cálculo pelas fórmulas originais, apenas diferem na apresentação. Considera-se que estas novas expressões são fisicamente mais perceptíveis porque resulta de aplicar directamente factores (de redução ou ampliação) ao peso do volume de solo acima do elemento enterrado.

No Gráfico 3 apresenta-se a forma como varia o coeficiente de carga unitária, α_v, nesta nova formulação em função da altura e largura de vala, H/B.

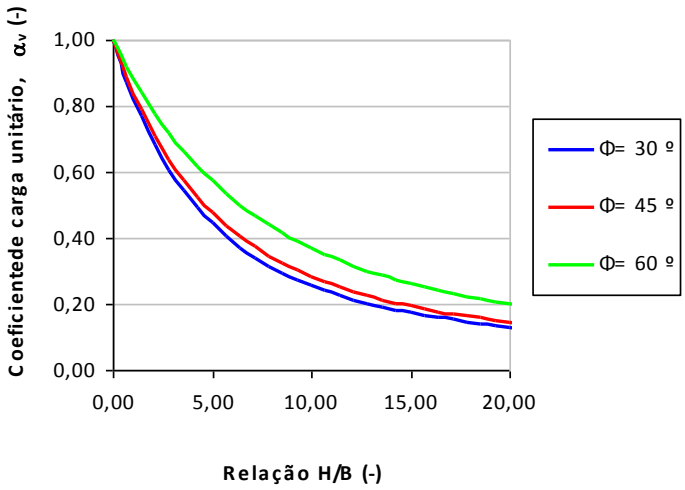


Gráfico 3 – Gráfico com o coeficiente de carga unitário, α_v (-).

O facto do coeficiente de carga unitária, α_v, ser menor que 1 permite evidenciar mais facilmente, com esta formulação, que numa instalação em vala a carga sobre a conduta é sempre inferior ao peso do prisma de solo da vala a partir da geratriz superior da conduta (condutas rígidas) ou do prisma de solo com de largura igual ao diâmetro (condutas flexíveis).

3.2.3 Solicitações estáticas em aterro

3.2.3.1 Considerações Gerais

Em ambas as situações de instalação em aterro, projecção positiva e projecção negativa, existem ainda dentro de cada uma, duas condições diferentes de instalação, as condições completas e condições incompletas. Assim, pode-se concluir que em instalações em aterro, temos quatro hipóteses de processo cálculo para a

determinação da carga a aplicada, sendo que a expressão geral, segundo *Young e Trott* (1984), é igual nestas mesmas situações para condutas rígidas e flexíveis:

$$V = C_a \times \gamma \times D^2 \tag{9}$$

onde:

V = carga sobre a conduta, por unidade de comprimento, (kN/m);

C_a = coeficiente de carga para elementos instalados em aterro, que depende do tipo de solo (Kμ), e da relação entre a profundidade da instalação (H) e do diâmetro da conduta (D);

γ = peso volúmico do solo de enchimento, (kN/m^3);

D = diâmetro externo da conduta, (m).

Na situação de aterro é necessário distinguir o tipo de condição final de assentamento. Esta condição relaciona-se com o plano de igual assentamento, que traduz o plano horizontal a partir do qual, acima desta cota, o solo tem todo o mesmo assentamento. Os aterros onde todo o solo colocado tem assentamentos diferenciais, indicando assim que o plano de igual assentamento ainda não foi atingido, são denominados por *condição completa*. Por outro lado, quando se aterra uma conduta com alturas de solo que permitam existir um plano horizontal que estabelece o limite inferior da camada de solo com um assentamento uniforme, atingindo a altura He, designa-se por *condição incompleta*.

3.2.3.2 Projecção positiva

Projecção positiva completa

Quando a conduta se encontra a uma altura H, temos:

$$V = \gamma D^2 \left[\frac{\exp(2K\mu H / D) - 1}{2K\mu} \right] = \gamma D^2 C_a \tag{10}$$

Projecção positiva incompleta

Quando a conduta se encontra a uma altura H, temos:

$$V = \gamma D^2 \left[\frac{\exp(\pm 2K\mu H_e / D) - 1}{\pm 2K\mu} + \left(\frac{H}{D} - \frac{H_e}{D} \right) \exp(\pm 2K\mu H_e / D) \right] = \gamma D^2 C_a \tag{11}$$

A determinação da altura do plano de igual assentamento em instalações de projecção positiva implica um processo complicado porque relaciona os vários assentamentos existentes no conjunto conduta-solo:

$$\frac{\exp(\pm 2K\mu H_e / D) - 1}{\pm 2K\mu}\left[\frac{1}{2K\mu} \pm \left(\frac{H}{D} - \frac{H_e}{D}\right) \pm \frac{r_{sp}\, p}{3}\right] \pm \frac{1}{2}\left(\frac{H_e}{D}\right)^2 \pm$$
$$\pm \frac{r_{sp}\, p}{3}\left(\frac{H}{D} - \frac{H_e}{D}\right)\exp(\pm 2K\mu H_e / D) - \frac{H_e}{2K\mu D} \pm \frac{H}{D}.\frac{H_e}{D} = r_{sp}\, p\, \frac{H}{D} \qquad (12)$$

Formulação alternativa proposta

Após a verificação do processo de determinação do coeficiente de aterro e também da expressão inicial do cálculo da carga actuante nas instalações em aterro, desenvolveu-se uma outra formulação que se julga mais perceptível. Assim, e como já foi apresentado nas instalações em vala, a expressão para a determinação da carga actuante é modificada com o intuito de a carga aplicada ser função do peso do prisma de solo acima da conduta multiplicada por um novo coeficiente de aterro. A nova fórmula de determinação da carga para condutas rígidas e flexíveis é dada por:

$$p = \alpha_a \times \gamma \times H \times D \qquad (13)$$

onde:

p = carga sobre a conduta, por unidade de comprimento, (kN/m);

α_a = coeficiente de carga unitário que depende do tipo de solo, Kμ, e da relação H/D,(-);

γ = peso volúmico do solo de enchimento, (kN/m^3);

H = altura de aterro, a partir da geratriz superior da conduta, (m);

D = diâmetro exterior da conduta, (m).

A determinação do novo coeficiente de aterro é agora efectuada por uma expressão empírica dependendo da relação entre a altura de aterro e o diâmetro exterior (H/D), e do tipo de solo (Kμ), mas independentemente da condição de completa ou incompleta. É necessário também separar as condutas rígidas das condutas flexíveis, daí serem apresentadas duas expressões para o coeficiente de aterro, ambas foram determinadas arbitrando que a conduta está toda acima do terreno natural (p'=1) e que o solo em torno do elemento não está especialmente compactado (r_{sp}=0,5), características que são as mais frequentes encontradas em obras deste género.

Para se estimar de forma explícita o valor do coeficiente de carga unitário, procedeu-se a um estudo exaustivo de análises de correlação dos valores obtidos pela teoria de *Marston* e os parâmetros que contribuem para o seu valor nomeadamente H/D e Kμ. Apresenta-se de seguida as expressões explícitas para as quais se obteve as melhores correlações e as suas representações gráficas:

- Condutas Rígidas: $$\alpha_a = \left(\frac{H}{D}\right)^{0,096} \times (K\mu)^{-0,021} \times e^{1,141K\mu - 0,006\frac{H}{D}} \quad (14)$$

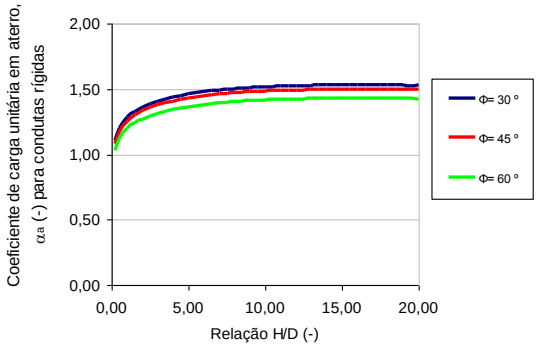


Gráfico 4 – Coeficiente de carga unitário, α_a, em aterro com projecção positiva para condutas rígidas.

- Condutas Flexíveis: $$\alpha_a = \left(\frac{H}{D}\right)^{-0,194} \times (K\mu)^{-0,024} \times e^{0,009\frac{H}{D} - 1,955K\mu} \quad (15)$$

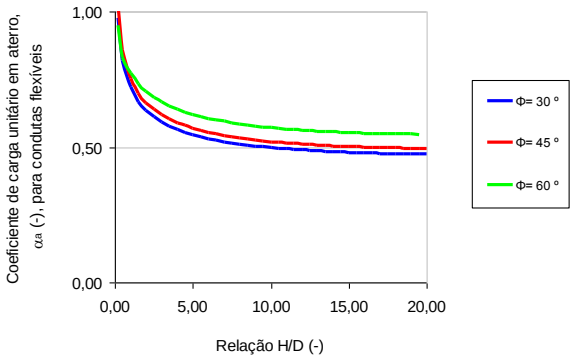


Gráfico 5 – Coeficiente de carga unitária, α_a, em aterro com projecção positiva para condutas flexíveis

As grandes vantagens da utilização das expressões alternativas propostas são a forma explícita com que o coeficiente é aplicado e calculado através de uma simples folha de cálculo.

3.2.3.3 Projecção negativa

Projecção negativa completa

A projecção negativa implica a instalação dos elementos numa vala, chegando-se à seguinte expressão:

$$V = \gamma B^2 \left[\frac{1 - \exp(-2K\mu H / B)}{2K\mu} \right] \tag{16}$$

Projecção negativa incompleta

Em situações de projecção negativa incompleta a carga é dada por:

$$V = \gamma B^2 \left\{ \left[\frac{1 - \exp(-2K\mu H_e / B)}{2K\mu} \right] + \left(\frac{H}{B} - \frac{H_e}{B} \right) \exp(-2K\mu H_e / B) \right\} = \gamma B^2 C_n \tag{17}$$

A equação para o cálculo da altura do plano de igual assentamento é:

$$\frac{1 - \exp(-2K\mu H'_e / B)}{2K\mu} \left[\frac{H'}{B} - \frac{H_e}{B} - \frac{1}{2K\mu} \right] - \frac{H_e'}{B} \left[\left(\frac{H'}{B} - \frac{H_e'}{B} \right) + \frac{1}{2} \frac{H_e'}{B} - \frac{1}{2K\mu} \right] =$$
$$= \frac{2 r_{sp} p'}{3} \left[\frac{1 - \exp(-2K\mu H'_e / B)}{2K\mu} + \left(\frac{H'}{B} - \frac{H_e'}{B} \right) \exp(-2K\mu H_e' / B) \right] \tag{18}$$

Formulação alternativa proposta

Com o raciocínio igual ao efectuado na projecção positiva, a nova fórmula de determinação da carga, para condutas rígidas e flexíveis, é:

$$p = \alpha_n \times \gamma \times H \times B \tag{19}$$

onde:

p = carga sobre a conduta, por unidade de comprimento, (kN/m);

α_n = coeficiente de carga unitário para elementos instalados em aterro com projecção negativa, que depende do tipo de solo, Kμ, e da relação H/B, (-);

γ = peso volúmico do solo de enchimento, (kN/m^3);

H = altura de aterro, a partir da geratriz superior da conduta, (m);

B = largura da vala, (m).

Neste tipo de instalação não existem duas fórmulas diferentes para o cálculo do coeficiente de carga C_n, isto porque o terreno natural onde se executa a pequena vala abaixo do aterro será sempre mais rígido do que o elemento enterrado.

Apresenta-se de seguida a expressão explícita para a qual se obteve a melhor correlação e a sua representação gráfica:

$$\alpha_n = e^{-1,13924 \times K\mu} \times e^{0,02683\frac{H}{B}} \times \left(\frac{H}{B}\right)^{-0,31550} \quad (20)$$

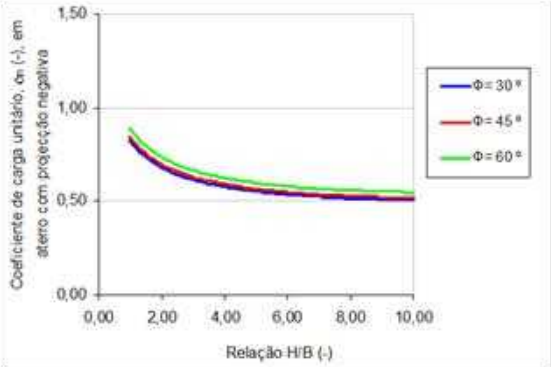


Gráfico 6 – Coeficiente de carga unitário em aterro com projecção negativa, α_n.

3.2.4 Solicitações dinâmicas

3.2.4.1 Considerações gerais

Para estimar os efeitos das cargas dinâmicas, no presente trabalho, apenas será analisado o efeito das cargas provenientes das vias rodoviárias e considerando dois métodos de cálculo, a expressão de *Boussinesq* e a degradação linear de cargas. Ambos os métodos utilizam o veículo tipo apresentado no Regulamento de Segurança e Acções (2006).

A determinação da carga total aplicada nos elementos enterrados proveniente do veículo tipo efectua-se com o somatório das contribuições das várias rodas que projectam a carga na conduta.

3.2.4.2 Expressão de Boussinesq

Segundo Ferreira e Pereira (2000), *Boussinesq* assume que as cargas na superfície são concentradas (P_s) e aplicadas a uma dada distância (d), transmitidas à

conduta de diâmetro conhecido (D) de forma uniforme (P_p) a uma dada profundidade (h) como se pode verificar na Figura 6:

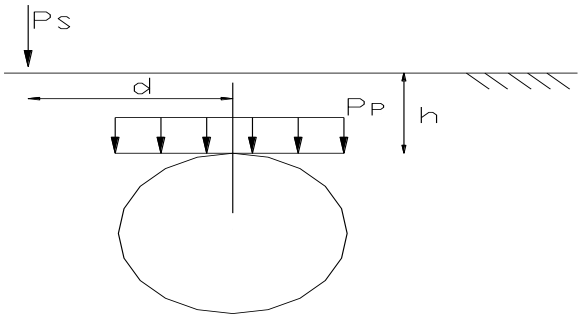


Figura 6 – Esquematização do método de Boussinesq (Fonte: Ferreira e Pereira, 2000).

O valor da carga uniforme, também de acordo com Pereira e Ferreira, 2000, é dado pela expressão:

$$P_P = \frac{3P_S}{2\pi h^2 \left[1+\left(\frac{d}{h}\right)^2\right]^{2,5}} \quad (21)$$

onde:

P_p = carga uniforme sobre a conduta, por unidade de comprimento, (kN/m);

P_s = carga concentrada aplicada à superfície, (kN);

h = altura de aterro, a partir da geratriz superior da conduta, (m);

d = distância horizontal entre o ponto de aplicação da carga concentrada e o centro geométrico da conduta, (m).

3.2.4.2 Degradação linear de cargas

Na determinação das cargas móveis aplica-se um modelo de degradação de cargas que se apresenta de forma esquemática na Figura . O cálculo através deste método considera que a partir de uma aplicação de carga com uma área rectangular à superfície, área de um rodado do veículo tipo, esta se degrada com o aumento em profundidade da sua área de influência segundo o ângulo de atrito do solo. Assim, ocorre para cada roda, uma redução do valor da carga por área devido a resultar da relação entre o valor da carga aplicada à superfície, que permanece constante, e a área de influência projectada no plano horizontal, que aumenta com a profundidade, até onde está instalada a conduta.

A designação do método deve-se ao facto da área no plano horizontal aumentar linearmente com a profundidade segundo um determinado ângulo de degradação, devendo ser esse valor igual ao ângulo de atrito interno do solo. No presente trabalho foi usado o valor de 30º, ilustrado na Figura 7:

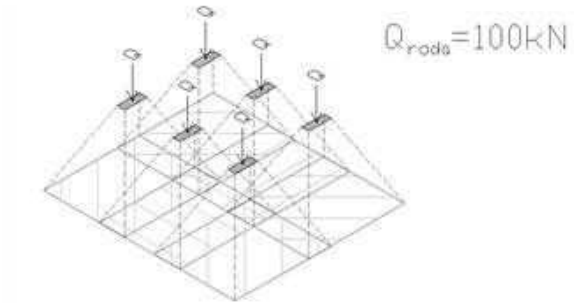


Figura 7 – Vista em perspectiva da degradação de cargas do veículo tipo.

3.2.4.3 Comparação dos dois métodos

Para se calcular o valor da carga total aplicada nas condutas enterradas devido ao veículo tipo somam-se as contribuições das várias rodas que projectam a carga nos elementos, podendo de seguida (Gráfico 7) comparar os resultados dos dois métodos anteriormente apresentados.

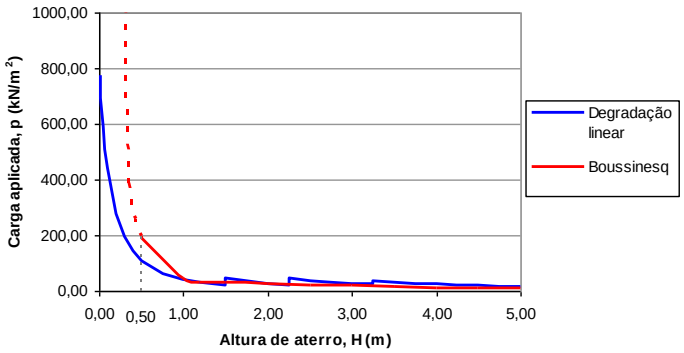


Gráfico 7 – Comparação entre a expressão de *Boussinesq* e a degradação linear.

Da análise ao gráfico atrás ilustrado, pode-se concluir que os métodos têm valores de carga semelhantes, o que permite concluir que o método mais simples, degradação linear, é uma alternativa a ter em consideração para o cálculo das cargas dinâmicas.

No entanto, o método de *Boussinesq* apresenta valores de carga muito exagerados para valores de altura de solo inferiores a 0,5m, isto porque, a

aproximação de considerar a carga de cada roda como carga pontual ser, neste caso, uma aproximação inaceitável.

A partir dos 0,5m de profundidade os valores não são muito diferentes, mas quando o são, os valores pela degradação linear são frequentemente superiores, o que torna este método mais conservativo.

3.2.5 Ensaios de determinação da resistência

Existem vários métodos de ensaio em laboratório destinados à determinação da resistência de condutas, dependendo do regulamento existente para a zona de intervenção do projecto.

Segundo a Norma Europeia EN 1916:2002, os ensaios que se devem realizar para o cálculo da resistência da conduta são de três tipos, conforme se ilustra na Figura 8.

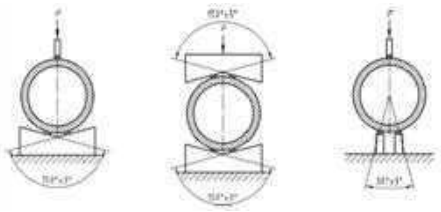


Figura 8 – Métodos de ensaio de laboratório na Europa (Fonte: EN 1916:2002, 2002).

Em bibliografias estrangeiras, nomeadamente em obras brasileiras como é exemplo *Zaidler*, 1983, existem quatros tipos diferentes de determinar a resistência dos elementos, todos apresentados na Figura 9:

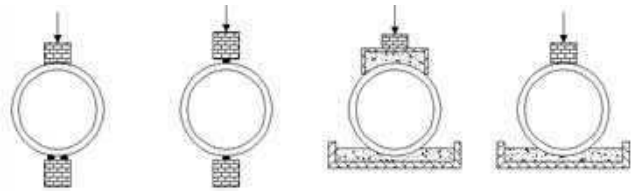


Figura 9 – Métodos de ensaio de laboratório no Brasil (Adaptado: Zaidler, 1983).

3.3 Determinação da largura de transição

A largura de transição traduz a largura da vala ou aterro em que a conduta enterrada está sujeita à carga com igual valor independentemente do método de instalação aí aplicado. A sua determinação inicia-se com o cálculo da carga aplicada

sobre a conduta através da aplicação da equação referente a condição de vala, e posteriormente efectua-se o cálculo para condição de aterro de projecção positiva. Enquanto o primeiro resultado for inferior ao segundo, pode-se dizer que estamos perante uma condição de vala, mas a partir do momento em que o resultado pela equação de aterro for inferior, teremos de passar a considerar que se está na situação de aterro.

A expressão para o cálculo da largura de transição, B_t, é:

$$B_t = H^{0,9822} \times \frac{1}{K\mu^{0,1251}} \tag{22}$$

REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFIAS

- **EN1916.2002 –** "*Concrete pipes and fittings, unreinforced, steel fibre and reinforced*".
- **FERREIRA, J. A. S. R. e PEREIRA, M. C.** (2000) – "*Dimensionamento de lifelines metálicos superficiais e enterrados*", Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- **JUNIOR, V. S. G. ; LAGES E. N, *et al*.** (2008) – "*Uma análise numérica do comportamento mecânico de dutos enterrados*", Laboratório de Computação Científica e Visualização (LCCV), Centro de Tecnologia (CTEC), Universidade Federal de Alagoas (UFAL), Brasil
- **LENCASTRE, A.** (1969) – "*Manual de Hidráulica Geral*", Técnica, A.E.I.S.T., Lisboa
- **MANZANARES, A. A.** (1979) – "*Hidráulica Geral: Fundamentos teóricos*", Técnica, A.E.I.S.T., Lisboa.
- **NETO, P. J. C. e RELVAS, F. J.** (2003) – "*Avaliação Comparativa de Desempenho entre Tubos Rígidos e Flexíveis para Utilização em Obras de Drenagem de Águas Pluviais*", Boletim Técnico ABTC / ABCP, São Carlos, Brasil.
- **QUINTELA, A. C.** (1981) – "*Hidráulica*", Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa.
- Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de Edifícios e Pontes (2006) Porto Editora.
- **YOUNG, O. C. e TROTT, J. J.** (1984) – *"Buried Rigid Pipes - Structural Design of Pipelines"*, Elsevier Applied Science Publishers, Londres e Nova Iorque.
- **ZAIDLER, W.** (1983) – "*Projetos estruturais de tubos enterrados*", PINI Editora, São Paulo, Brasil.

Dimensionamento Hidráulico de Sistemas Emalhados de Distribuição de Água Abastecidos por Vários Reservatórios

Manuel MALAFAYA-BAPTISTA (1) (2)

RESUMO

O presente trabalho aborda a problemática do dimensionamento hidráulico de redes emalhadas abastecidas por um ou mais do que um reservatório, correlacionada com o posicionamento e as cotas topográficas das soleiras desses reservatórios.

Estas características dos reservatórios impõem restrições que terão de ser tomadas em linha de conta na previsão do funcionamento hidráulico da rede emalhada.

Essa previsão passa pela definição mais equilibrada (em termos de dissipação de energia nas malhas da rede) do sentido do escoamento nas tubagens da rede, a qual permite o cálculo da lei de distribuição de caudais entrópicos (os quais garantem a máxima flexibilidade da rede em termos de funcionamento hidráulico).

O conhecimento prévio da lei de distribuição dos caudais permite efectuar um pré-dimensionamento dos diâmetros das tubagens baseado num critério fundamentado objectivamente.

A metodologia seguida foi a análise de um caso de estudo de uma rede emalhada para a qual se estudaram seis configurações possíveis de posicionamento dos reservatórios de abastecimento.

Com os resultados obtidos faz-se uma análise comparativa do funcionamento hidráulico de cada uma das configurações, designadamente no que se refere à lei de distribuição dos caudais, diâmetros das tubagens, dissipação de energia e custos de tubagens.

Finaliza-se o estudo com a quantificação de uma possível definição de uma função-objectivo que permita a quantificação de uma relação ‘custos-benefícios’ associados a cada uma das configurações estudadas.

Palavras-chave: caudais entrópicos, custos, dissipação de energia, função-objectivo, rede emalhada, reservatório.

---

(1) Professor Catedrático, Universidade Fernando Pessoa
(2) Professor Associado, com Agregação, Aposentado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto

Universidade Fernando Pessoa
Praça 9 de Abril, 349
4249-004 Porto
Telef: + (351) 936 509 016; E-mail: manuelmalafaya@clix.pt

1. INTRODUÇÃO

No projecto de um sistema emalhado de distribuição de água, designadamente no seu dimensionamento hidráulico, um factor determinante da lei de distribuição dos caudais na rede é, para além dos diâmetros das tubagens, o posicionamento (nó da rede e cota topográfica) e o número de reservatórios a ele associados.

Sendo os reservatórios os dispositivos que, num sistema gravítico, garantem e quantificam a energia potencial disponível, evidente se torna que a existência de um ou mais do que um reservatório a abastecer o sistema, designadamente no que se refere ao seu nó de inserção e à cota topográfica da sua soleira, altera significativamente a lei de distribuição dos caudais na rede.

Os desníveis topográficos entre esses mesmos reservatórios tem uma influência determinante no funcionamento hidráulico do sistema emalhado de distribuição de água.

O dimensionamento dos diâmetros das tubagens pertencentes à rede emalhada impõe a utilização de critérios fundamentados objectivamente. A aplicação do princípio da máxima entropia a redes emalhadas permitiu a definição e a aplicação de uma metodologia para a determinação prévia da lei de distribuição dos caudais conducente à máxima flexibilidade dessa rede.

O dimensionamento hidráulico do sistema emalhado, nomeadamente o pré-dimensionamento dos diâmetros das tubagens da rede de distribuição, é um problema complexo, na medida em que implica a necessidade de tomar em consideração as consequências, em termos energéticos, do posicionamento e dos valores das cotas topográficas das soleiras dos reservatórios nele integrados. Na realidade, esses valores têm restrições, ou impõem restrições, ao funcionamento hidráulico da rede emalhada de distribuição, restrições essas que são factor determinante na decisão quanto à configuração da lei de distribuição de caudais desejável (ou possível) na rede.

O presente trabalho aborda o estudo de uma rede emalhada e das consequências, em termos do seu dimensionamento e funcionamento hidráulico, resultantes do posicionamento do(s) reservatório(s) abastecedor(es) da rede.

Nesta primeira abordagem consideram-se apenas configurações de um e de dois reservatórios e com solicitações hidráulicas simétricas (com modelação de tubo sem distribuição de percurso). No caso de dois reservatórios, igualmente se consideraram neste trabalho apenas configurações de posicionamento simétrico desses reservatórios nos nós de rede.

Esta opção teve como objectivo uma interpretação clara e objectiva da metodologia adoptada, a qual, com um maior grau de complexidade, poderá ser extrapolada para redes emalhadas com vários reservatórios e sem estas restrições de simetria hidráulica e de simetria de posicionamento dos reservatórios.

O trabalho é apresentado com base num caso de estudo, no qual se desenvolvem e comparam os resultados obtidos para seis configurações de funcionamento de uma rede emalhada que se constitui em quatro malhas, nove nós e doze tubos (RE-M04-N09-T12).

2. CASO DE ESTUDO

No presente trabalho aborda-se a análise da influência do posicionamento e da cota topográfica da soleira do ou dos reservatórios pertencentes a um sistema emalhado de distribuição de água no seu funcionamento hidráulico

As características consideradas no estudo foram as seguintes:

i) Cotas topográficas dos nós da rede todas iguais;
ii) Comprimentos das tubagens todos iguais (L = 1000 metros);
iii) Caudal unitário de percurso (24 l/s/km);
iv) Tubagens de ferro fundido.

De referir desde já que as condições referidas em (i) e em (ii) não têm qualquer carácter restritivo, pretendendo tão somente tornar mais clara a interpretação dos resultados obtidos. A consideração de diferentes valores das cotas topográficas dos nós ([1] Malafaya-Baptista, 2005) e/ou de diferentes comprimentos das tubagens da rede ([2] Malafaya-Baptista, 1998) não levanta qualquer dificuldade nem alteração da metodologia desenvolvida no presente trabalho.

O estudo hidráulico é feito considerando diâmetros teóricos para as tubagens. Um estudo paralelo considerando os diâmetros comerciais imediatamente superiores e inferiores mostra não haver desvios significativos na lei de distribuição dos caudais ([3] Malafaya-Baptista, 2000).

A topologia da rede é a que apresenta na Figura 1, constituindo uma rede emalhada com 4 (quatro) malhas, 9 (nove) nós e 12 (doze) tubos.

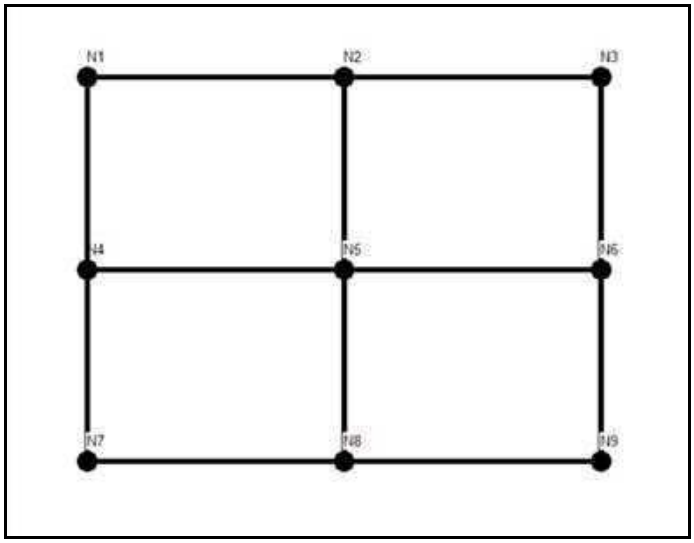
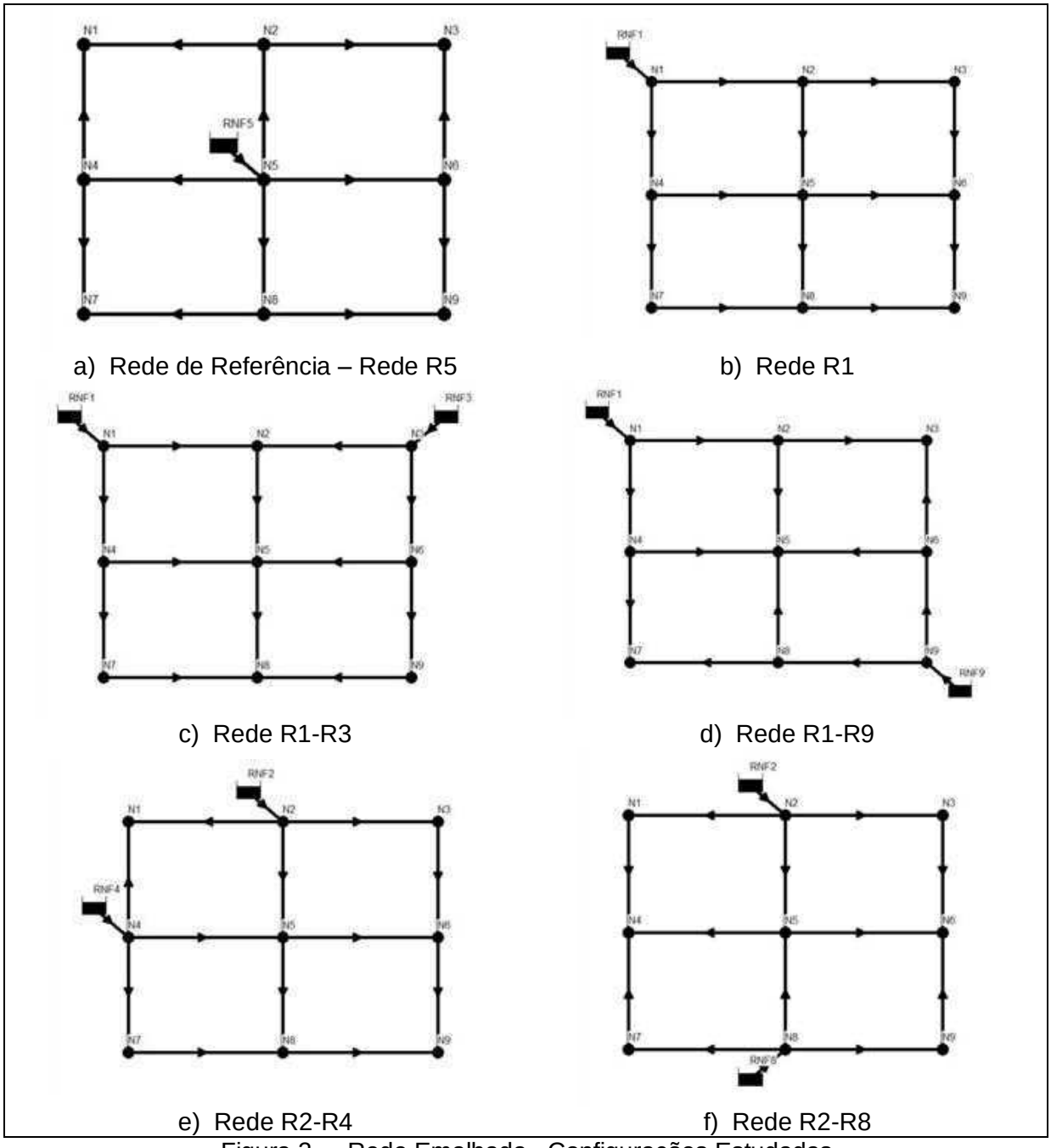


Figura 1 - Sistema Emalhado de Distribuição.

3. CONFIGURAÇÕES ESTUDADAS

Foram estudadas as configurações que se apresentam na Figura 2.



a) Rede de Referência – Rede R5

b) Rede R1

c) Rede R1-R3

d) Rede R1-R9

e) Rede R2-R4

f) Rede R2-R8

Figura 2 - Rede Emalhada. Configurações Estudadas.

3.1 Configuração - Rede R1

Nesta configuração foi estudada a distribuição de caudais entrópicos e o correspondente dimensionamento hidráulico, considerando o sistema alimentado por somente por um reservatório (R1).

a) Matriz dos caudais entrópicos. Definição de itinerários.

Quadro 3 - Definição de Itinerários

N jus	N It	Q	Q Itin°	T12	T14	T23	T25	T36	T45	T47	T56	T58	T69	T78	T89
N2	1	24	24	1											
N3	1	24	24	1		1									
N4	1	24	24		1										
N5	2	48	24	1			1								
	2	48	24		1				1						
N6	3	48	16	1		1		1							
	3	48	16	1			1				1				
	3	48	16		1				1		1				
N7	1	24	24		1					1					
N8	3	48	16	1			1					1			
	3	48	16		1				1			1			
	3	48	16		1					1				1	
N9	6	48	8	1		1		1					1		
	6	48	8	1			1				1		1		
	6	48	8		1				1		1		1		
	6	48	8	1			1					1			1
	6	48	8		1				1			1			1
	6	48	8		1					1				1	1

b) Cálculo dos caudais entrópicos.

Quadro 2 - Cálculo dos Caudais Entrópicos

N jus	N It	Q	Q Itinº	T12	T14	T23	T25	T36	T45	T47	T56	T58	T69	T78	T89
N2	1	24	24	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
N3	1	24	24	24	0	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0
N4	1	24	24	0	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
N5	2	48	24	24	0	0	24	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	48	24	0	24	0	0	0	24	0	0	0	0	0	0
N6	3	48	16	16	0	16	0	16	0	0	0	0	0	0	0
	3	48	16	16	0	0	16	0	0	0	16	0	0	0	0
	3	48	16	0	16	0	0	0	16	0	16	0	0	0	0
N7	1	24	24	0	24	0	0	0	0	24	0	0	0	0	0
N8	3	48	16	16	0	0	16	0	0	0	0	16	0	0	0
	3	48	16	0	16	0	0	0	16	0	0	16	0	0	0
	3	48	16	0	16	0	0	0	0	16	0	0	0	16	0
N9	6	48	8	8	0	8	0	8	0	0	0	0	8	0	0
	6	48	8	8	0	0	8	0	0	0	8	0	8	0	0
	6	48	8	0	8	0	0	0	8	0	8	0	8	0	0
	6	48	8	8	0	0	8	0	0	0	0	8	0	0	8
	6	48	8	0	8	0	0	0	8	0	0	8	0	0	8
	6	48	8	0	8	0	0	0	0	8	0	0	0	8	8
			Q Ent	**144**	**144**	**48**	**72**	**24**	**72**	**48**	**48**	**48**	**24**	**24**	**24**

O pré-dimensionamento dos diâmetros das tubagens foi feito recorrendo ao critério de dissipação de energia, tomando em linha de conta a necessidade de se verificar a condição de balanço energético em cada uma das malhas da rede.

Recorreu-se à expressão monómia, com os coeficientes correspondentes a tubagens de Ferro Fundido, tendo-se considerado como valor máximo da perda de carga unitária nas tubagens (J = 5 m/km).

$$D\ (mm) = [\ Q\ (m3/s) / (\ 35 \bullet J\ (dízima)^{0.535}\ )\ ]^{1/2.625} \bullet 1000 \qquad (1)$$

Quadro 3 - Pré-Dimensionamento dos Diâmetros

Tubo	Q (l/s)	J (m/km)	D teór (mm)	Vel (m/s)
T12	144	5.00	363.2	1.39
T14	144	5.00	363.2	1.39
T23	48	5.00	239.0	1.07
T25	72	5.00	278.9	1.18
T36	24	5.00	183.5	0.91
T45	72	5.00	278.9	1.18
T47	48	5.00	239.0	1.07
T56	48	5.00	239.0	1.07
T58	48	5.00	239.0	1.07
T69	24	5.00	183.5	0.91
T78	24	5.00	183.5	0.91
T89	24	5.00	183.5	0.91

Dos resultados obtidos nesta primeira configuração referem-se como pontos de interesse para interpretação dos resultados das configurações estudadas a seguir:

i) Com os valores dos diâmetros teóricos, a lei de distribuição dos caudais coincide com a lei de distribuição dos caudais entrópicos;
ii) A máxima dissipação de energia (entre o nó 1 e o nó 9) tem o valor de 20 metros de coluna de água.

3.2 Configuração Rede R1 - R9

i)

O estudo feito para esta configuração tem como objectivo analisar as consequências das diferenças de cotas topográficas dos reservatórios na lei de distribuição dos caudais.

Fez-se a determinação da lei de distribuição dos caudais na rede para os cenários de valores de (Δ zR = Cota topográfica de R1 - Cota topográfica de R9) iguais a (0; 5; 10; 15 e 20 metros), considerando os diâmetros das tubagens correspondentes à configuração estudada no ponto (3.1)

Os resultados obtidos apresentam-se no Quadro 4.

Quadro 4 - Lei de Distribuição dos Caudais = F (Δ zR)

		Δ zR = z R1 - z R9 (m)				
		0	5	10	15	20
	D teór	Caudal	Caudal	Caudal	Caudal	Caudal
Tubo	(mm)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
T12	363.2	96.2	106.8	123.2	135.5	144.0
T14	363.2	96.2	106.8	123.2	135.5	144.0
T23	239.0	30.5	34.5	40.5	44.9	48.0
T25	278.9	41.7	48.3	58.7	66.6	72.1
T36	183.5	6.5	10.5	16.5	20.9	24.0
T45	278.9	41.7	48.3	58.7	66.6	72.1
T47	239.0	30.5	34.5	40.5	44.9	48.0
T56	239.0	17.7	24.3	34.7	42.6	48.1
T58	239.0	17.7	24.3	34.7	42.6	48.1
T69	183.5	-23.9	-13.2	3.2	15.5	24.0
T78	183.5	6.5	10.5	16.5	20.9	24.0
T89	183.5	-23.9	-13.2	3.2	15.5	24.0
R1-1		192.3	213.6	246.4	271.1	288.0
R9-9		95.7	74.4	41.6	17.0	0.0

O sinal (- menos) significa inversão do sentido do caudal na tubagem, contrário ao sentido correspondente à configuração de caudais entrópicos.

A análise dos resultados permite verificar que a ocorrência de uma diferença entre as cotas topográficas dos dois reservatórios provoca alterações significativas na lei de distribuição dos caudais, como aliás seria de prever por uma mera análise energética de carácter qualitativo.

Como também se torna claro, no caso de o valor da diferença de cotas topográficas entre os dois reservatórios ser igual à máxima dissipação de energia que ocorre na configuração estudada no ponto (3.1), a lei de distribuição dos caudais na rede é a correspondente aos caudais entrópicos (sendo que o reservatório R9 não contribui com nenhum caudal para o abastecimento da rede).

ii)

A análise dos resultados expressos no Quadro 4 torna pertinente o estudo da distribuição dos caudais entrópicos na rede, no caso de os dois reservatórios (R1 e R9) terem a mesma cota topográfica da soleira.

A uma lei de distribuição de caudais entrópicos na rede, correspondente a uma solução hidraulicamente equilibrada, corresponderá a definição prévia do sentido do escoamento em cada um dos tubos da rede ([4] Malafaya-Baptista, 2007) que se indica na Figura 3.

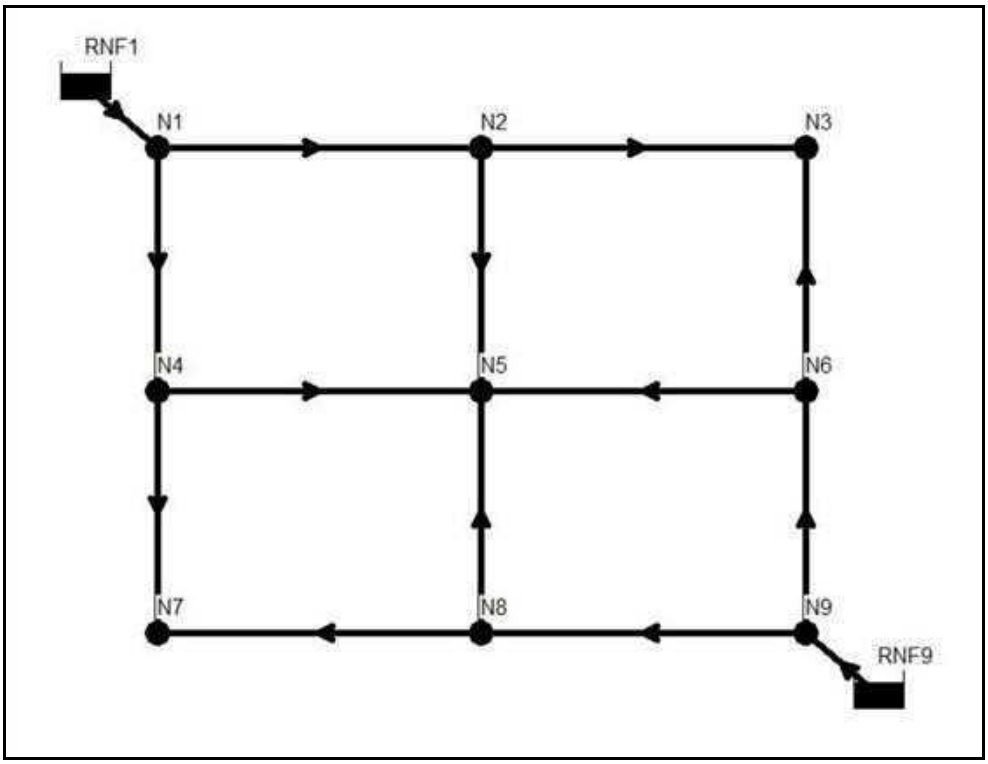


Figura 3 - Caudais Entrópicos. Sentido do Escoamento nos Tubos.

Propositadamente, apresenta-se em todo este trabalho um caso com simetria geométrica e hidráulica, o qual servirá como valor de referência para a comparação dos custos de cada uma das soluções estudadas.

Em termos de dissipação de energia, esta será uma solução conducente a uma menor perda de carga entre os nós de adução e os nós em situação mais desfavorável (neste caso, os nós a maior distância dos reservatórios).

No Quadro 5 apresentam-se os valores correspondentes aos caudais entrópicos na rede e pré-dimensionamento dos diâmetros das tubagens.

Quadro 5 - Rede R1 - R9. Caudais Entrópicos.

Tubo	Q (l/s)	J (m/km)	D teór (mm)
T12	72	5.00	278.9
T14	72	5.00	278.9
T23	24	5.00	183.5
T25	24	5.00	183.5
T36	24	5.00	183.5
T45	24	5.00	183.5
T47	24	5.00	183.5
T56	24	5.00	183.5
T58	24	5.00	183.5
T69	72	5.00	278.9
T78	24	5.00	183.5
T89	72	5.00	278.9

Em termos de funcionamento hidráulico, e dadas as características de simetria anteriormente referidas, este sistema pode desagregar-se em dois sub-sistemas, conforme se esquematiza na Figura 4.

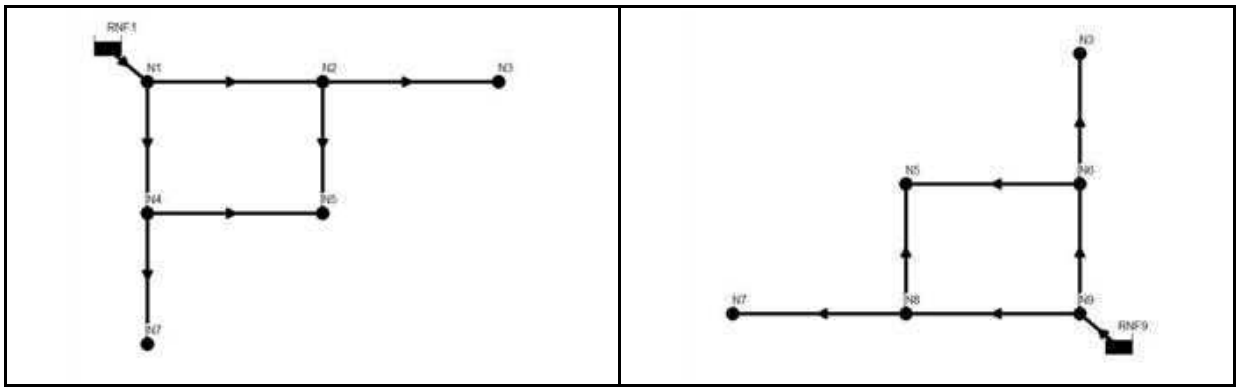


Figura 4 - Desagregação em Sub-sistemas

4. Configurações Rede R1 – R3; Rede R2 – R4; Rede R2 – R8

O estudo destas configurações visa uma generalização da análise da influência do posicionamento dos reservatórios no dimensionamento dos diâmetros das tubagens.

Para tal, consideram-se as mesmas condições do estudo da Rede R1-R9, isto é:

i) Definição prévia do sentido dos caudais nas tubagens, correspondente à solução hidraulicamente mais equilibrada;
ii) Lei de distribuição de caudais entrópicos
iii) Diâmetros teóricos (Ferro Fundido);
iv) Perda de carga unitária J = 5 m/km;
v) Reservatórios com a mesma cota topográfica.

No Quadro 6 apresentam-se os resultados obtidos para estas três configurações.

Quadro 6 - Rede R1 – R3; Rede R2 – R4; Rede R2 – R8. Resultados

		Rede R1 - R9		Rede R1 - R3		Rede R2 - R4		Rede R2 - R8	
Tubo	J	Q entrº	D teórº	Q entrº	D teórº	Q entrº	D teórº	Q entrº	D teórº
	(m/km)	(l/s)	(mm)	(l/s)	(mm)	(l/s)	(mm)	(l/s)	(mm)
T12	5.00	72	278.9	54	250.0	24	183.5	42	227.1
T14	5.00	72	278.9	90	303.6	24	183.5	18	164.5
T23	5.00	24	183.5	54	250.0	48	239.0	42	227.1
T25	5.00	24	183.5	60	260.2	72	278.9	60	260.2
T36	5.00	24	183.5	90	303.6	24	183.5	18	164.5
T45	5.00	24	183.5	30	199.8	72	278.9	36	214.2
T47	5.00	24	183.5	36	214.2	48	239.0	18	164.5
T56	5.00	24	183.5	30	199.8	48	239.0	36	214.2
T58	5.00	24	183.5	48	239.0	48	239.0	60	260.2
T69	5.00	72	278.9	36	214.2	24	183.5	18	164.5
T78	5.00	24	183.5	12	140.9	24	183.5	42	227.1
T89	5.00	72	278.9	12	140.9	24	183.5	42	227.1

5. CUSTOS

Para efeitos de comparação de custos, considerou-se uma Rede de Referência (Rede R5), correspondente à configuração mais favorável (em termos hidráulicos) para a resolução do problema.

A sua configuração apresenta-se na Figura 5 e os valores correspondentes ao seu dimensionamento hidráulico no Quadro 7.

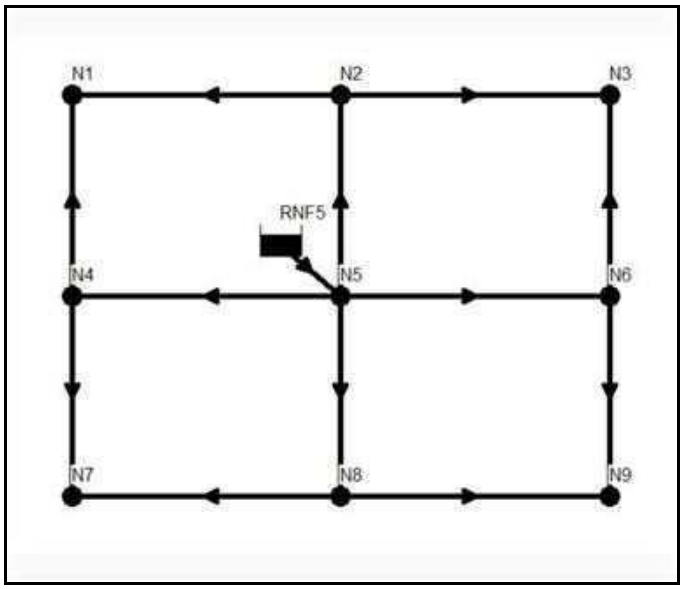


Figura 5 - Rede de Referência – Rede R5

Quadro 7 - Rede R5. Dimensionamento Hidráulico.

Tubo	D teór (mm)	Q ent (l/s)	J (m/km)	Vel (m/s)
T12	183.5	24.0	5.01	0.91
T14	183.5	24.0	5.01	0.91
T23	183.5	24.0	5.01	0.91
T25	278.9	72.0	4.99	1.18
T36	183.5	24.0	5.01	0.91
T45	278.9	72.0	4.99	1.18
T47	183.5	24.0	5.01	0.91
T56	278.9	72.0	4.99	1.18
T58	278.9	72.0	4.99	1.18
T69	183.5	24.0	5.01	0.91
T78	183.5	24.0	5.01	0.91
T89	183.5	24.0	5.01	0.91

No Quadro 8 apresentam-se os valores dos custos com tubagens, para as diferentes configurações analisadas no presente trabalho.

A quantificação dos custos foi feita através de uma função de ajuste potencial dos preços dos diâmetros comerciais de Ferro Fundido.

$$C\ (Euros/km) = 35 \bullet D\ (mm)^{1.37} \quad (2)$$

Quadro 8 - Análise Comparativa de Custos

REDE	R5	R1	R1-R9	R1-R3	R2-R4	R2-R8
Tubo	Custo	Custo	Custo	Custo	Custo	Custo
	(Euros)	(Euros)	(Euros)	(Euros)	(Euros)	(Euros)
T12	44182	112577	78404	67474	44190	59179
T14	44182	112577	78404	88088	44190	38030
T23	44182	63451	44190	67474	63451	59179
T25	78403	78404	44190	71288	78404	71288
T36	44182	44190	44190	88088	44190	38030
T45	78403	78404	44190	49648	78404	54605
T47	44182	63451	44190	54605	63451	38030
T56	78403	63451	44190	49648	63451	54605
T58	78403	63451	44190	63451	63451	71288
T69	44182	44190	78404	54605	44190	38030
T78	44182	44190	44190	30776	44190	59179
T89	44182	44190	78404	30776	44190	59179
	667071	812526	667140	715921	675753	640620

Em termos de valores relativos (CR)

$$CR = Custo\ da\ Rede\ /\ Custo\ da\ Rede\ Referência \quad (3)$$

apresentam-se os correspondentes valores no Quadro 9.

Quadro 9 - Comparação de Custos. Custos Relativos.

Sistema Emalhado	C R
Rede de Referência - R5	1.0000
Rede R1	1.2180
Rede R1 - R9	1.0001
Rede R1 - R3	1.0732
Rede R2 - R4	1.0130
Rede R2 - R8	0.9603

6. ANÁLISE DE CUSTOS-BENEFÍCIOS

Com base nos resultados obtidos, e visando uma primeira abordagem de comparação de custos benefícios das configurações de sistemas estudadas, quantifica-se seguidamente uma função-objectivo que deverá ser minimizada.

Nas condições do presente trabalho (em que se consideraram todos os nós com a mesma cota topográfica) o valor da perda de carga é um indicador indirecto das pressões nos nós da rede.

A função-objectivo a minimizar é definida como sendo o produto da máxima perda de carga entre nós de adução e nós de consumo (Δ En Máx) pelo custo relativo (CR),

$$Função\text{-}Objectivo = \Delta\, En\ Máx \bullet CR \qquad (4)$$

No Quadro 10 e na Figura 6 apresentam-se os correspondentes valores.

Quadro 10 - Análise de Custos-Benefícios. Cálculo da Função-Objectivo.

Rede	Δ En Máx	C R	Δ En • C R
R5	10	1.0000	10.00
R1	20	1.2180	24.36
R1 - R3	15	1.0732	16.10
R1 - R9	10	1.0001	10.00
R2 - R4	15	1.0130	15.20
R2 - R8	10	0.9603	9.60

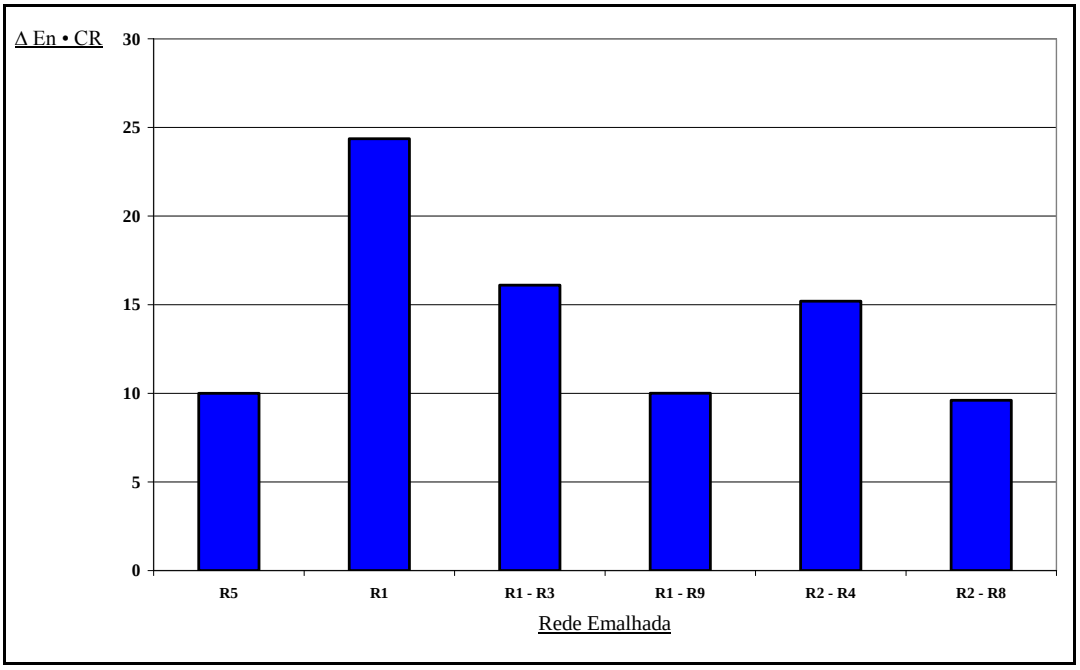


Figura 6 - Custo-Benefícios. Função-Objectivo.

7. CONCLUSÕES

i) A metodologia da maximização da entropia, a qual permite a determinação da lei de distribuição de caudais entrópicos, afigura-se como sendo a mais correcta em termos de fundamentação objectiva do critério de dimensionamento dos diâmetros das tubagens de uma rede emalhada;

ii) A quantificação da lei de distribuição de caudais entrópicos, implicando uma prévia definição do sentido do escoamento em cada um dos tubos da rede, é um problema formalmente simples, no caso de uma rede abastecida por um único reservatório;

iii) No caso de a rede ser abastecida por dois reservatórios, a complexidade do problema a resolver aumenta, obrigando o projectista a tomar decisões relativamente às áreas de influência imputáveis a cada um dos reservatórios;

iv) Essas áreas de influência são função do posicionamento dos reservatórios nos nós da rede, da 'distância' entre eles (quantificada pelo somatório dos comprimentos dos tubos que estabeleçam um itinerário entre eles) e ainda da diferença dos valores das cotas topográficas das soleiras desses reservatórios;

v) A definição de uma função-objectivo clara, sugestiva e de fácil interpretação é um elemento determinante como ferramenta de decisão para uma hierarquização de possíveis soluções, hierarquização essa feita com base numa fundamentação objectiva de uma relação de 'custos-benefícios' previamente definida.

vi) A generalização do problema apresentado neste caso de estudo, com a eliminação das restrições que foram claramente enunciadas no trabalho, é objectivo a perseguir e prosseguir, com base na metodologia agora proposta.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1]
Malafaya-Baptista, M., "Water Supply Looped Systems Design. Pipe Failure and Pressure Distributions. Pressure Restrictions and Design Procedures.", CCWI 2005, Water Management for the 21st Century, Exeter, United Kingdom, 2005.
[2]
Malafaya-Baptista, M., "Sistemas de Distribuição de Água. Fiabilidade e Colapso. Influência da Flexibilidade.", EnaSB-8, Encontro Nacional de Saneamento Básico, Barcelos, Portugal, 1998.
[3]
Malafaya-Baptista, M., "Optimization of Water Supply Network Systems. Decision Support Criteria and Tools.", Hydroinformatics 2000, Iowa Institute of Hydraulic Research, Iowa, United States of America, 2000.
[4]
Malafaya-Baptista, M., "Máxima Entropia e Pré-Dimensionamento de Redes Emalhadas de Distribuição de Água.", Engenharias 07, Covilhã, Portugal, 2007.

DIMENSIONAMENTO OPTIMIZADO GLOBAL E MULTI-CRITÉRIO DO CONJUNTO DE COMPONENTES DUM SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Júlio F. FERREIRA DA SILVA [(1)]; Luís C. Monteiro CID [(2)]

Palavras-chave: Planeamento e dimensionamento optimizados de sistemas de condução da água.

RESUMO

Neste trabalho é apresentada uma metodologia global para a concepção e a gestão optimizadas multi-critério do conjunto das componentes dos sistemas de abastecimento de água, nomeadamente das captações, das estações elevatórias, das adutoras e dos reservatórios. Apresentam-se propostas para a quantificação do benefício associado a um determinado órgão. Numa primeira proposição associa-se o conceito de benefício à capacidade máxima do órgão. Este procedimento inclui *a priori* as eventuais preferências do decisor na metodologia de dimensionamento. O propósito consiste no dimensionamento dos diversos órgãos para que sejam maximizados os resultados económicos, respeitando as restrições técnicas e as preferências dos decisores relativamente ao grau de segurança na continuidade do serviço e na garantia da qualidade da água. O dimensionamento individual, mesmo que optimizado, de cada componente não garante a optimização global. Só a adopção duma perspectiva regional e o dimensionamento em conjunto dos diversos órgãos permite a procura de soluções que satisfaçam sob o ponto de vista técnico, económico e operacional. Esta metodologia global faculta a determinação do tempo de projecto óptimo dos grupos de electrobomba, dado que este parâmetro condiciona o caudal de projecto e, subsequentemente, o diâmetro da adutora elevatória, a capacidade dos reservatórios de regularização, a selecção dos equipamentos de elevação e os encargos de exploração, em especial os relacionados com a energia eléctrica. O interesse da formulação proposta é demonstrado com exemplos de aplicação.

[(1)] *Doutor em Engenharia Civil – Hidráulica Professor Auxiliar do Departamento de Engª Civil da Universidade do Minho, Azurém 4800-058 Guimarães, Portugal 253510200, juliofs@civil.uminho.pt;*

[(2)] *Mestrando do perfil Hidráulica e Ambiente do MIEC da UMinho*

DISTINÇÃO DE FENÓMENOS DE *BULKING* EM LAMAS ACTIVADAS POR TÉCNICAS DE ANÁLISE DE IMAGEM

António L. AMARAL[1]; Daniela P. MESQUITA[2]; Eugénio C. FERREIRA[3]

RESUMO

No corrente trabalho estudou-se a capacidade de uma metodologia de processamento e análise de imagens para detectar diferentes tipos de perturbações que podem afectar um sistema de lamas activadas. Para o efeito, foram realizadas experiências numa instalação laboratorial de lamas activadas de forma a se obterem condições de *bulking* filamentoso, *bulking* zoogleal e crescimento de flocos *pin point*, para além de condições normais de funcionamento. Foram recolhidas amostras no decurso de cada experiência e determinados diversos parâmetros operacionais incluindo os sólidos suspensos totais (SST) e índice volumétrico de lamas (IVL). Ao nível dos parâmetros morfológicos, obtidos pela metodologia de análise de imagens, foram analisados o conteúdo e morfologia da biomassa agregada e o conteúdo em bactérias filamentosas. Os resultados obtidos permitiram o esclarecimento das diferentes inter-relações presentes entre cada uma das condições estudadas e os parâmetros que caracterizaram a biomassa microbiana. Mais, foi ainda possível determinar as condições em que é possível a aferição dos parâmetros operacionais IVL e SST, a partir da caracterização da biomassa.

Palavras-chave: Análise de imagem; *Bulking*; Lamas activadas

[1] Doutoramento, Professor Adjunto, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Instituto Politécnico de Coimbra, Rua Pedro Nunes, Quinta da Nora, 3030-199 Coimbra, Portugal, lpamaral@isec.pt, Tel: (+351) 239 790 200
Investigador doutorado, IBB – Instituto de Biotecnologia e Bioengenharia, Centro de Engenharia Biológica, Universidade do Minho, Campus de Gualtar, 4710-057, Braga, Portugal
[2] Mestrado, Doutoranda, IBB – Instituto de Biotecnologia e Bioengenharia, Centro de Engenharia Biológica, Universidade do Minho, Campus de Gualtar, 4710-057, Braga, Portugal, daniela@deb.uminho.pt, Tel: (+351) 253 604 400
[3] Agregação, Professor Associado com Agregação, IBB – Instituto de Biotecnologia e Bioengenharia, Centro de Engenharia Biológica, Universidade do Minho, Campus de Gualtar, 4710-057, Braga, Portugal, ecferreira@deb.uminho.pt, Tel: (+351) 253 604 407

1 INTRODUÇÃO

O sistema de lamas activadas é o processo biológico mais usado no tratamento de águas residuais. Este sistema consiste num tanque de arejamento onde ocorre a fase bioquímica e num sedimentador onde ocorre a fase física. A fase física de separação sólida-líquida é uma das operações mais críticas em processos de lamas activadas. Esta fase apresenta três funções: espessamento (recirculação das lamas para o tanque de arejamento); clarificação do efluente; e armazenamento de lamas. A sedimentabilidade das lamas é usualmente dependente da estrutura, densidade e tamanho dos agregados microbianos, podendo estas propriedades sofrer súbitas alterações devido a variações ou perturbações das condições nas estações de tratamento de águas residuais (Wilén *et al.*, 1999). No entanto, é também necessário um equilíbrio entre bactérias filamentosas e bactérias formadoras de flocos para manter uma boa sedimentabilidade das lamas (Jenkins *et al.*, 2003). De acordo com Bitton (1994) as perturbações nos sistemas de lamas activadas podem ser de diferentes tipos: flocos *pin point* pela ausência de bactérias filamentosas, apresentando baixa sedimentabilidade destes flocos de pequenas dimensões e elevado conteúdo orgânico no efluente final; *bulking* filamentoso pela proliferação de bactérias filamentosas e com dificuldade de sedimentação dos flocos que se encontram ligados entre si por intermédio das bactérias filamentosas; crescimento disperso pela presença de poucas bactérias formadoras de flocos, apresentando elevada turbidez e conteúdo orgânico no efluente final; e *bulking* zoogleal pela presença de grandes flocos com baixa capacidade de sedimentação e compactação.

A observação microscópica torna-se assim um método de extrema importância para monitorizar e controlar os sistemas de lamas activadas e, como reflexo, as técnicas microscópicas têm vindo a ser utilizadas para caracterizar os agregados microbianos de lamas activadas (Andreadakis, 1993; Barbusinski e Koscielniak, 1995). Mais, a associação de técnicas de processamento e análise de imagem à visualização microscópica tem permitido uma avaliação mais expedita das propriedades das lamas activadas (Li e Ganczarczyk, 1991; Grijspeerdt e Verstraete, 1997). Actualmente, vários autores têm desenvolvido metodologias de processamento e análise de imagem para caracterização da biomassa do sistema, dos quais se destacam da Motta *et al.* (2001, 2002), Cenens *et al.* (2002), Amaral (2003), Amaral e Ferreira (2005), Jenné *et al.* (2006) e Arelli *et al.* (2009). Assim, a relação entre as propriedades de sedimentabilidade e as características da biomassa agregada e filamentosa tem vindo a ser estudada, tendo já sido estabelecidas correlações entre o índice volumétrico de lamas (IVL) e as propriedades morfológicas das lamas, principalmente em situações de *bulking* filamentoso (da Motta *et al.*, 2002; Amaral e Ferreira, 2005).

Este trabalho tem por objectivo a identificação e quantificação de agregados microbianos e de bactérias filamentosas, provenientes de uma instalação laboratorial de lamas activadas, através de uma metodologia de processamento e análise de imagem. Pretende-se, assim, estudar a capacidade desta tecnologia em detectar diferentes condições de funcionamento das lamas activadas (operação normal, flocos *pin point*, *bulking* filamentoso e *bulking* zoogleal) que podem afectar a sedimentabilidade das lamas, e também correlacionar os parâmetros operacionais com os parâmetros morfológicos obtidos.

2 MATERIAL E MÉTODOS

2.1 Descrição da instalação laboratorial

Os dados experimentais deste trabalho foram obtidos através de um sistema laboratorial de lamas activadas composto por um tanque de arejamento com 17 L de biomassa em suspensão, seguido por um sedimentador cilíndrico com 2.5 L de capacidade. O tanque de arejamento foi inoculado com lamas activadas provenientes de uma estação de tratamento de águas residuais domésticas localizada em Braga. A alimentação sintética (Quadro 1) fornecida ao sistema foi preparada em laboratório usando acetato como principal fonte de carbono. Uma solução de micronutrientes foi também adicionada à alimentação de forma a permitir a manutenção da biomassa. Durante este estudo, e dependendo das perturbações pretendidas (*bulking* filamentoso, flocos *pin point*, *bulking* zoogleal e condições normais), foi alterada a razão alimentação/microrganismos (F/M). No início de cada experiência foi também necessário re-inocular o sistema para mais rapidamente se atingirem as novas condições pretendidas.

Quadro 1. Composição da alimentação sintética utilizada neste estudo.

Componente	Concentração (mg/L)
$NaCH_3COO.3H_2O$	2073
$(NH_4)_2SO_4$	140
$MgSO_4.7H_2O$	25
KH_2PO_4	44
$K_2HPO_4.2H_2O$	59
$CaCl_2.2H_2O$	30
$FeCl_3.6H_2O$	18.8
$NaHCO_3$	105

Durante a operação do sistema, o pH foi controlado por um medidor de pH associado a uma bomba de controlo (Modelo BL 7916-BL 7917, *Hanna Instruments*, *Woonsocket*, RI, USA). A mistura completa dentro do tanque de arejamento foi garantida pelo fornecimento de um fluxo contínuo de bolhas de ar através de um difusor de ar colocado na parte inferior do tanque de arejamento. De forma a manter a concentração de oxigénio a 7 mg L^{-1}, foi usada uma sonda de oxigénio (TriOmatic 690, *WTW*, Weilheim, Germany). Finalmente, a recirculação de lamas do sedimentador para o tanque de arejamento foi garantida através de uma bomba de ar. Na Figura 1 observa-se um esquema que representa o sistema de lamas activadas usado para este estudo.

2.2 Determinação dos parâmetros operacionais

A obtenção das diferentes condições de *bulking* filamentoso, de formação de flocos *pin point,* de *bulking* zoogleal e de condições normais foram realizadas sequencialmente por esta ordem. A biomassa presente no início de cada uma das experiências pretendidas não

transitou da experiência anterior, tendo sido reinoculado o sistema entre as experiências de *bulking* filamentoso, de formação de flocos *pin point,* de *bulking* zoogleal e de condições normais, para mais rapidamente se atingirem as novas condições pretendidas. Foram recolhidas amostras no decurso de cada experiência e determinados parâmetros operacionais tais como os sólidos suspensos totais (SST) e o índice volumétrico de lamas (IVL). Os SST foram determinados usando os procedimentos existentes no *Standard Methods* (APHA *et al.*, 1989). Este valor foi posteriormente usado para calcular o IVL, determinado por sedimentação da biomassa em suspensão num cone *Imhoff* de 1 L durante 30 minutos. Este parâmetro de sedimentabilidade da biomassa é determinado através da seguinte equação:

$$\frac{H_{30}}{H_0 \times SST} \quad (1)$$

Em que:

H_0 – Altura da biomassa no tempo 0 minutos

H_{30} - Altura da biomassa no tempo 30 minutos

SST – Sólidos suspensos totais

2.3 Aquisição e processamento das imagens

A visualização da comunidade microbiana foi efectuada recorrendo a um microscópio óptico Olympus BX51 (*Olympus*, Tokyo, Japan) e a uma câmara fotográfica Olympus DP25 (*Olympus*, Tokyo, Japan). As imagens foram visualizadas em campo claro a uma ampliação total de 100 vezes e adquiridas a uma escala de cinzentos de 8 bits e resolução de 1360 × 1024 pixéis, por intermédio do *software* de aquisição Cell^B (*Olympus*, Tokyo, Japan). Na Figura 1 é possível observar esquematicamente o método de aquisição de imagens.

As amostras para visualização e aquisição foram retiradas do tanque de arejamento e a aquisição de imagem foi sempre efectuada em triplicado (usando 3 lâminas) recorrendo a uma micropipeta com uma ponta seccionada para garantir a passagem dos agregados maiores. Em cada triplicado 10 µL de amostra foram colocados numa lâmina e cobertos com uma lamela de 20 mm × 20 mm para posterior observação ao microscópio. Em cada lâmina foram adquiridas 50 fotografias (na parte superior, intermédia e inferior) de modo a obter informação representativa da comunidade microbiana existente no sistema.

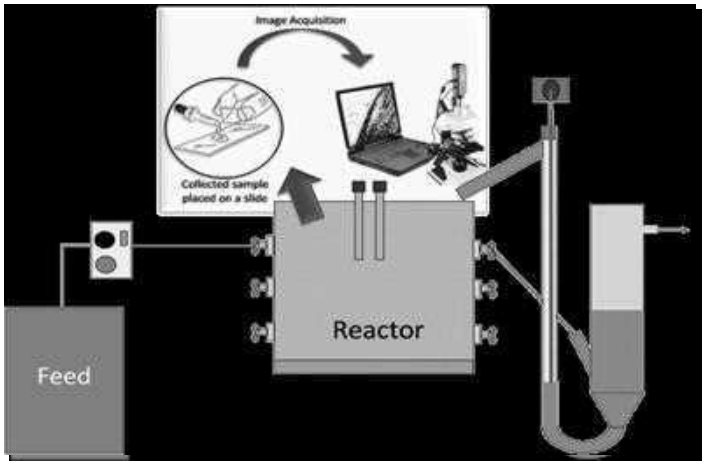
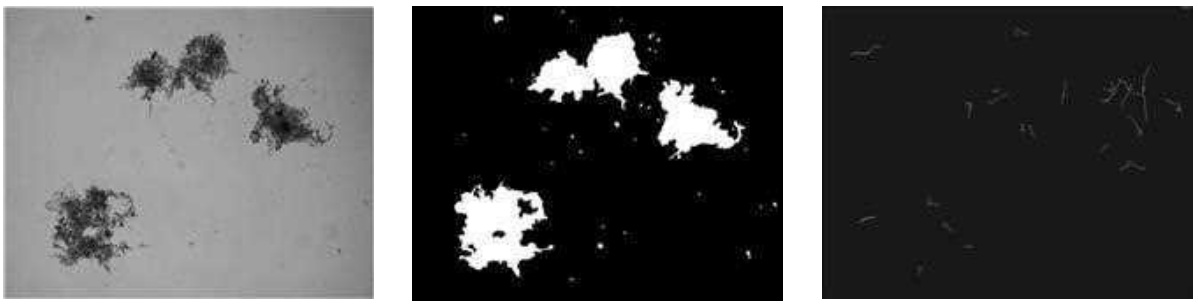


Figura 1. Esquema da instalação laboratorial e procedimento para aquisição de imagem.

O programa de processamento e análise de imagem utilizado neste trabalho foi desenvolvido em Matlab 7.3 (*The Mathworks, Inc*., Natick, USA), adaptado de uma versão previamente desenvolvida por Amaral (2003). A principal etapa do processamento baseia-se na binarização das imagens referentes aos agregados e bactérias filamentosas através de processos de segmentação e eliminação de detritos (Figura 2). A etapa seguinte destina-se à caracterização dos agregados microbianos e das bactérias filamentosas.



(a) (b) (c)

Figura 2. (a) Imagem original, (b) imagem binária dos agregados, (c) imagem binária dos filamentos.

2.4 Determinação dos parâmetros morfológicos

A caracterização dos agregados foi efectuada através da divisão dos mesmos em 3 classes tendo por base o diâmetro equivalente: microflocos (diâmetro equivalente inferior a 25 µm), mesoflocos (diâmetro equivalente entre 25 e 250 µm) e macroflocos (diâmetro equivalente superior a 250 µm). Neste estudo, para cada uma das classes estabelecidas determinou-se a área percentual (Area %) de cada classe de agregados. O conteúdo em biomassa agregada (TA/Vol) foi calculado através da soma das áreas dos agregados reconhecidos pelo programa e o conteúdo em biomassa filamentosa (TL/Vol) foi determinado através do comprimento total de filamentos em cada amostra. Finalmente, foi determinada a razão

entre o conteúdo de bactérias filamentosas (através do comprimento total de filamentos) e os sólidos suspensos totais, (TL/TSS), bem como a razão entre o conteúdo de bactérias filamentosas e o conteúdo de biomassa agregada, através do logaritmo entre o comprimento total de filamentos e a área total de agregados (ln(TL/TA)).

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Índice volumétrico de lamas e sólidos suspensos totais

Como referido anteriormente, a obtenção das diferentes condições de *bulking* filamentoso, de formação de flocos *pin point,* de *bulking* zoogleal e de condições normais foram realizadas sequencialmente. Deste modo, o primeiro passo da análise dos resultados obtidos foi o de identificar o período em que, verdadeiramente estas diferentes condições foram estabelecidas. Para o efeito foram avaliados os valores do índice volumétrico de lamas (IVL), para o estabelecimento das condições de *bulking* e dos sólidos suspensos totais (SST), principalmente para a obtenção de flocos *pin point* não sedimentáveis.

A evolução do índice volumétrico de lamas no decurso das várias experiências, representada na Figura 1, permitiu determinar a formação de condições de *bulking* nas experiências de *bulking* filamentoso e zoogleal, sendo considerado que um valor de IVL superior a 150 mL/g corresponde a *bulking*, ao contrário das experiências de formação de condições normais e de flocos *pin point*. Enquanto no decurso das experiências laboratoriais para obtenção de condições normais (CN), *bulking* filamentoso (BF1) e flocos *pin point* (PP), as mesmas foram obtidas logo após o início das mesmas, tal não aconteceu na experiência laboratorial para a obtenção de condições de *bulking* zoogleal (BZ). De facto, após a experiência dos flocos *pin point*, existiu um período transição até se obterem as condições de *bulking* zoogleal, que foi denominado de período de transição 1 (TR1). Durante este período o IVL manteve-se normalmente abaixo de 150 mL/g e os SST evidenciaram uma descida, factos que não se coadunam com a condição de *bulking* zoogleal. Para o final da experiência de *bulking* zoogleal notou-se uma perturbação no reactor que resultou numa primeira instância na obtenção de um segundo período de transição (TR2) e numa segunda instância na obtenção de novas condições de *bulking* filamentoso (BF2). Durante o período de transição 2, verificou-se que, embora o valor de SST se mantivesse inicialmente elevado, os valores do IVL durante todo este período foram inferiores a 150 mL/g. Em relação ao período de obtenção de condições de *bulking* após TR2, estas foram identificadas como sendo *bulking* filamentoso (BF2) devido ao facto de, para além de se registar um valor de IVL superior a 150 mL/g, ter sido notória a presença de elevadas concentrações de bactérias filamentosas (posteriormente identificadas como *Thiothrix e Tipo 021N* por inspecção visual e colorações FISH), por intermédio de uma monitorização microscópica da biomassa. Mais, o cruzamento destes dados com os obtidos por análise de imagem, referidos seguidamente, confirmou este facto.

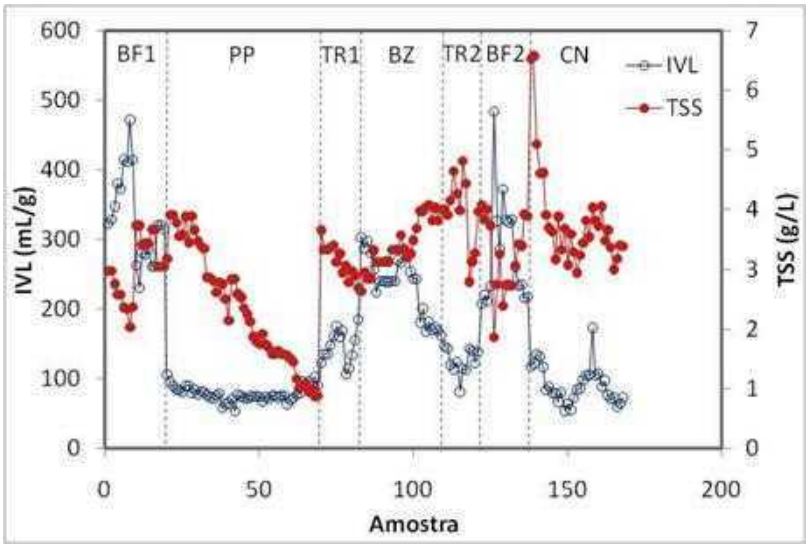


Figura 1. Evolução experimental do IVL e dos SST. (BF – *Bulking* filamentoso; PP – Flocos *pin point*; TR – Período de transição; BZ – *Bulking* zoogleal; CN – condições normais)

Na figura 2 encontram-se representados os valores de IVL para as amostras reconhecidas como pertencendo às quatro condições estudadas. No tocante às condições de *bulking* filamentoso, as amostras até à amostra 20 reportam-se ao primeiro período de *bulking* filamentoso no início da realização das experiências (BF1), ao passo que as amostras seguintes se referem ao novo período de obtenção de *bulking* filamentoso (BF2), no decurso da perturbação no reactor. À excepção da última amostra do período de BF1, todas as outras amostras alocadas a *bulking* filamentoso ou a *bulking* zoogleal evidenciaram possuir um IVL superior a 150 mL/g, indicador da existência de uma situação de *bulking*. Verificou-se ainda que, neste trabalho, as condições de *bulking* filamentoso permitiram atingir maiores valores de IVL, até perto de 500 mL/g, do que as condições de *bulking* zoogleal (até um valor de aproximadamente 300 mL/g). Em relação às amostras alocadas a condições que não originam situações de *bulking*, como condições normais e produção de flocos *pin point*, verificou-se que, à excepção de uma amostra pertencente às condições normais, os valores de IVL se mantiveram abaixo do valor limite de 150 mL/g. Relembre-se que os flocos *pin point*, por praticamente não serem sedimentáveis, não influenciam negativamente o IVL, determinado a partir da parte sedimentável da biomassa.

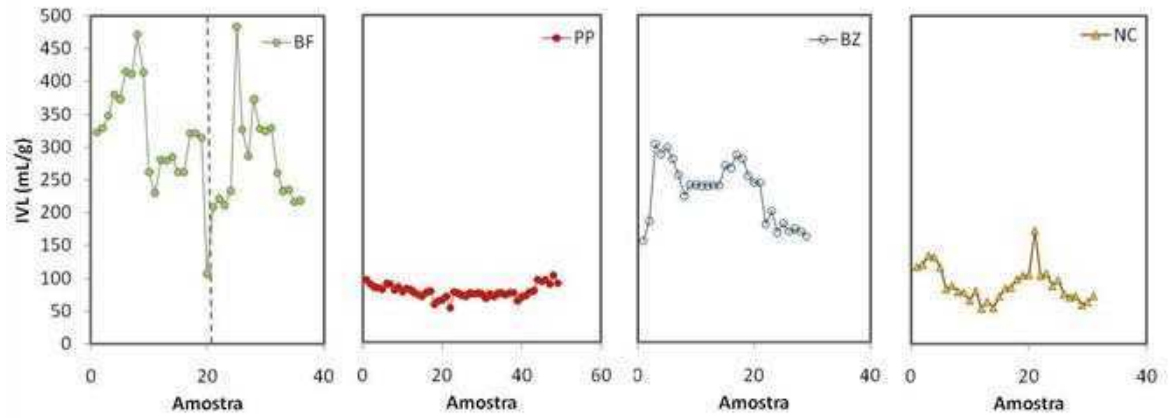


Figura 2. Evolução experimental do IVL para cada condição identificada. (BF – *Bulking* filamentoso; PP – Flocos *pin point*; BZ – *Bulking* zoogleal; CN – condições normais)

Na figura 3 encontram-se representados os valores dos SST para as amostras reconhecidas como pertencendo às quatro condições estudadas. Mais uma vez, no tocante às condições de *bulking* filamentoso, as amostras até à amostra 20 reportam-se ao primeiro período de *bulking* filamentoso no início da realização das experiências (BF1), ao passo que as amostras seguintes se referem ao novo período de obtenção de *bulking* filamentoso (BF2), no decurso da perturbação no reactor. A evolução dos SST para a experiência de formação dos flocos *pin point* permitiu evidenciar uma gradual descida dos sólidos suspensos, de acordo com o fenómeno de lavagem da biomassa agregada previsível para este tipo de condições, que implica a formação de agregados não sedimentáveis e mecanicamente frágeis. O oposto pode ser observado para a experiência de obtenção de condições de *bulking* zoogleal, com um aumento dos sólidos suspensos no decurso da mesma, concordante com o aumento da biomassa agregada expectável para este tipo de condições. De referir ainda que, embora a biomassa agregada possua uma sedimentabilidade inferior aos flocos obtidos em condições de operação normais, implicando um aumento do tempo necessário para a sua sedimentabilidade e um aumento do IVL, estes eventualmente sedimentam ao contrário dos flocos *pin point*, este facto faz com que este tipo de biomassa não esteja sujeito às mesmas condições de lavagem que os flocos *pin point*. Em relação às experiências de obtenção de condições de *bulking* filamentoso e de flocos normais, observou-se uma oscilação dos sólidos suspensos em ambos os casos, sendo de referir que, no início da experiência de condições normais, se verificou uma clara diminuição dos sólidos suspensos em virtude de se ter partido de condições de SST muito elevadas. Este facto deveu-se à elevada concentração da biomassa presente no inóculo introduzido no início desta experiência.

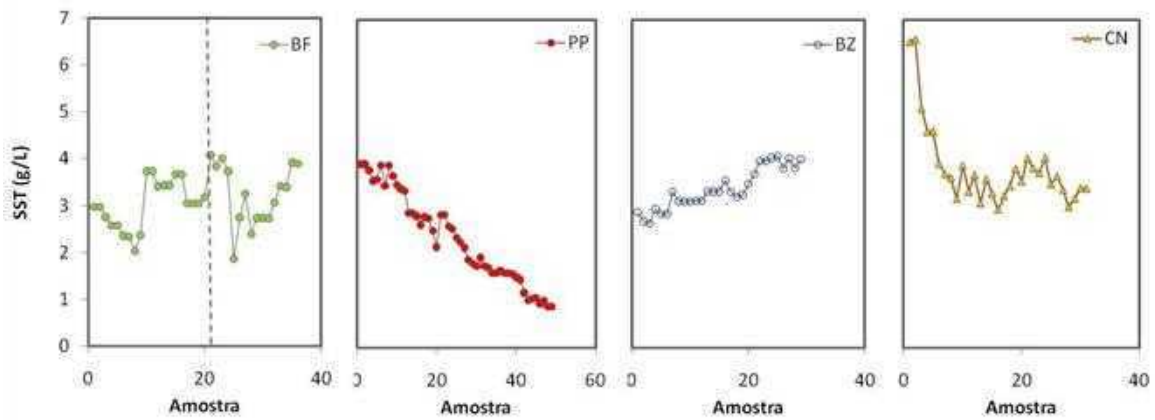


Figura 3. Evolução experimental dos SST para cada condição identificada. (BF – *Bulking* filamentoso; PP – Flocos *pin point*; BZ – *Bulking* zoogleal; CN – condições normais)

3.2 Parâmetros morfológicos da biomassa

Através da utilização de técnicas de processamento e análise de imagens foi possível determinar a estrutura da biomassa no tocante à sua composição em biomassa agregada e filamentosa. A percentagem de biomassa agregada em microflocos (diâmetro equivalente inferior a 25 µm), mesoflocos (diâmetro equivalente entre 25 e 250 µm) e macroflocos (diâmetro equivalente superior a 250 µm) encontra-se representada na figura 4. Analisando os períodos equivalentes a *bulking* filamentoso (BF1 e BF2), estes destacaram-se dos restantes períodos pelo facto de a percentagem de microflocos suplantar, quase sempre, a de mesoflocos. Este facto reflecte a estrutura da biomassa agregada em *bulking* filamentoso com um elevado conteúdo em microflocos, quer sob a forma de agregados dispersos no licor misto, quer também de um modo significativo ligados a bactérias filamentosas. Por oposição, os microflocos que compõem os flocos *pin point* não se encontraram significativamente ligados a biomassa filamentosa, encontrando-se, quase exclusivamente, dispersos no licor misto. Ainda durante a experiência de obtenção de flocos *pin point* verificou-se que a percentagem de microflocos não foi tão elevada quanto seria expectável, encontrando-se, inclusivamente, abaixo da percentagem de mesoflocos. Este facto indiciou que, durante a experiência de obtenção de flocos *pin point*, não foram obtidos agregados de diminutas dimensões em tão elevada quantidade quanto o desejável. De facto, não existiu uma diferencia tão notória quanto se esperaria, no tocante à relação entre microflocos e mesoflocos, relativamente aos flocos formados em condições normais e mesmo em condições de *bulking* zoogleal. Contudo, relembrando a lavagem sofrida pela biomassa, evidenciada pela análise dos sólidos suspensos, pode-se concluir que os agregados formados durante esta experiência revelaram-se praticamente não sedimentáveis e facilmente removidos do reactor, em oposição aos flocos formados em condições normais e de *bulking* zoogleal. Mais, a análise da estrutura da biomassa formada em condições de *bulking* zoogleal permitiu evidenciar uma maior composição (percentagem) da mesma em macroflocos, que as restantes condições. Tal facto seria expectável uma vez que estas condições implicam a formação de agregados de maiores dimensões devido, essencialmente, à sobreprodução de exopolímeros. Analisando a estrutura da biomassa no

período de condições normais, esta revelou um predomínio de mesoflocos em relação aos microflocos e valores residuais de macroflocos.

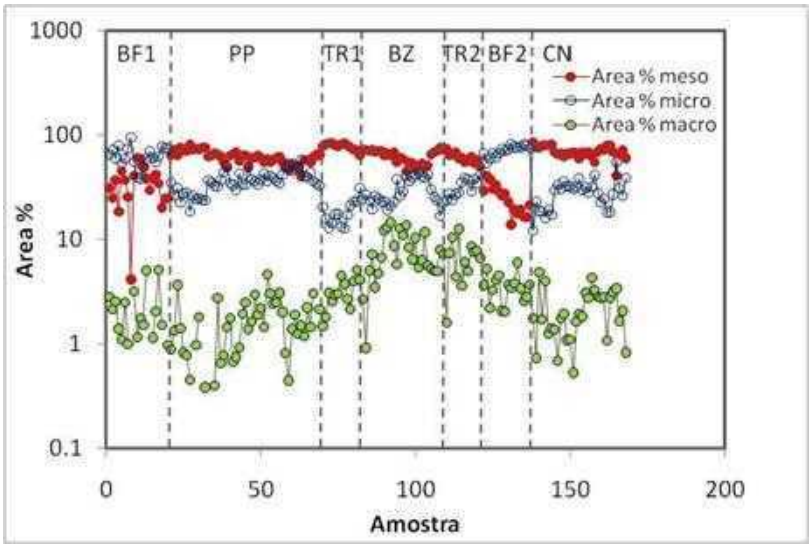
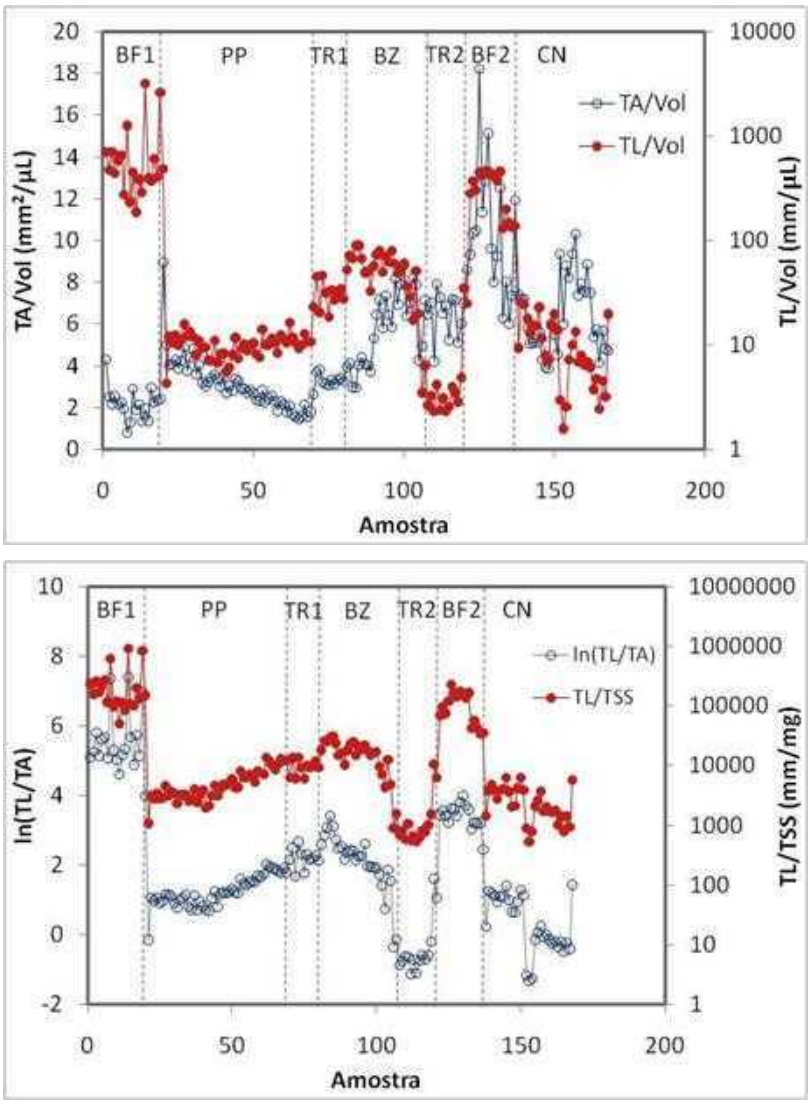


Figura 4. Evolução experimental da percentagem de área de microflocos, mesoflocos e macroflocos. (BF – *Bulking* filamentoso; PP – Flocos *pin point*; TR – Período de transição; BZ – *Bulking* zoogleal; CN – condições normais)

O conteúdo da biomassa em agregados bacterianos (TA/Vol) e bactérias filamentosas (TL/Vol), a relação entre ambos (ln(TL/TA)) e a relação entre bactérias filamentosas e os sólidos suspensos (TL/TSS) foram também alvos de estudo deste trabalho, encontrando-se representados na figura 5. Saliente-se que o parâmetro ln(TL/TA) foi utilizado com o intuito de se verificar se este pode ser entendido como um eficaz substituto do parâmetro TL/TSS, uma vez que o factor de correlação R obtido entre os dois foi de 0.968, e o parâmetro ln(TL/TA) apresenta a vantagem de não depender da determinação dos sólidos suspensos totais. Analisando os resultados obtidos verificou-se que o conteúdo em bactérias filamentosas (TL/Vol) foi superior quando em condições de *bulking* filamentoso, assim como as relações entre bactérias filamentosas e agregados (ln(TL/TA)) e entre bactérias filamentosas e os sólidos suspensos (TL/TSS). De facto, estes parâmetros apresentaram os seus maiores valores para este tipo de condições, o que seria expectável devido ao crescimento das bactérias filamentosas durante estes períodos. Este facto vem reforçar a identificação do período de *bulking* referido como BF2 como sendo, de facto, de origem filamentosa. Durante o período de *bulking* zoogleal, foi notório o crescimento do conteúdo em biomassa agregada (TA/Vol), em concordância com o crescimento evidenciado pelos TSS referido anteriormente. Por outro lado, o conteúdo em bactérias filamentosas (TL/Vol) apresentou uma tendência decrescente com o decorrer deste período, tal como a relação entre a biomassa filamentosa com os sólidos suspensos (TL/TSS), e com a biomassa agregada (ln(TL/TA)). Estes factos seriam expectáveis, uma vez que as condições associadas ao *bulking* zoogleal potenciam o crescimento da biomassa agregada por oposição à biomassa filamentosa. Em relação ao período de formação de flocos *pin point*

verificou-se uma diminuição do conteúdo em biomassa agregada (TA/Vol), concordante com a diminuição evidenciada pelos TSS, o que configura uma lavagem da biomassa. Apesar do conteúdo em biomassa filamentosa (TL/Vol) se manter baixo e aproximadamente constante durante este período, a sua relação com os sólidos suspensos (TL/TSS), e com a biomassa agregada (ln(TL/TA)), sofreu um crescimento contínuo ao longo do período. Tal facto é explicável pela elevada lavagem da biomassa agregada referido anteriormente. Analisando a estrutura da biomassa no período de condições normais, esta revelou um conteúdo em bactérias filamentosas baixo, assim como a sua relação com os sólidos suspensos (TL/TSS), e com a biomassa agregada (ln(TL/TA)).



(a)

(b)

Figura 5. Evolução experimental do (a) conteúdo em biomassa agregada (TA/Vol) e filamentosa (TL/Vol) e (b) do TL/TSS e do ln(TL/TA). (BF – *Bulking* filamentoso; PP – Flocos *pin point*; TR – Período de transição; BZ – *Bulking* zoogleal; CN – condições normais)

3.3 Correlações para a aferição do IVL

Os parâmetros obtidos com recurso ao processamento e análise de imagens permitiram ainda a aferição do índice volumétrico de lamas, para além do esclarecimento das inter-relações entre este e a composição da biomassa. Deste modo, foram estudadas as correlações entre o IVL e o conteúdo em bactérias filamentosas (TL/Vol), a relação do conteúdo em filamentosas com os sólidos suspensos (TL/TSS), e a relação do conteúdo em filamentosas com a biomassa agregada (ln(TL/TA)), apresentadas na figura 6.

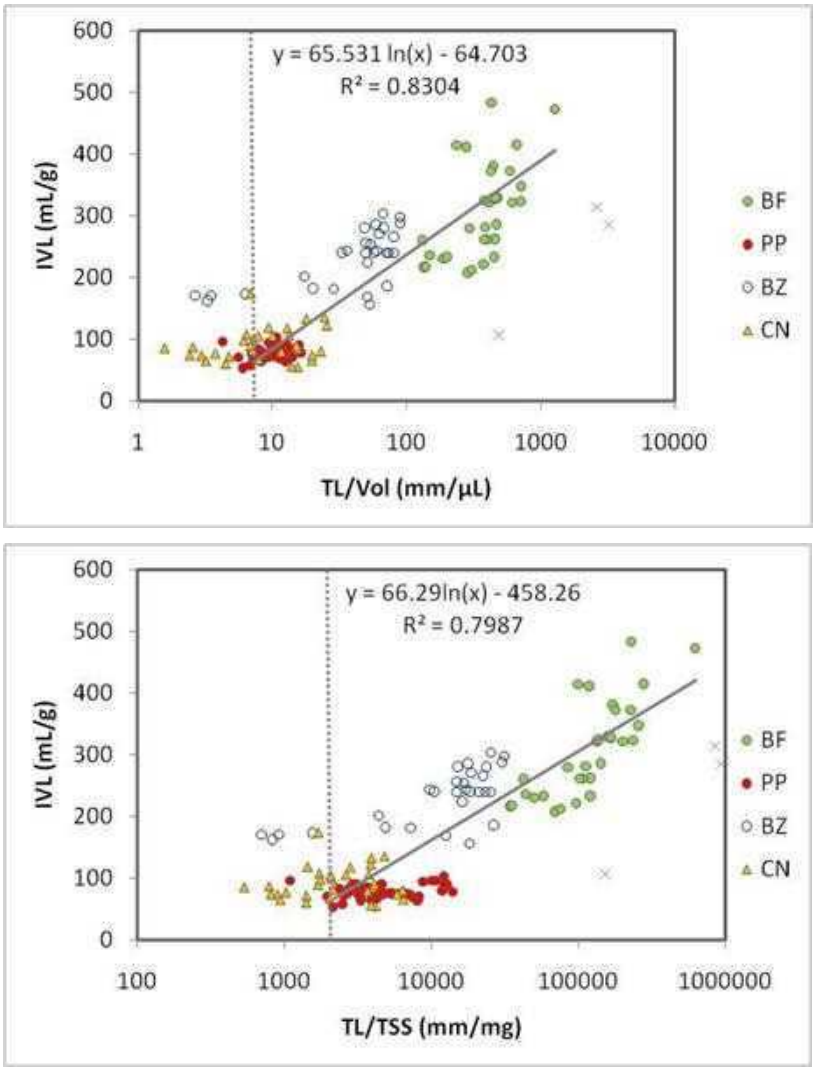


Figura 6. Correlações entre IVL e (a) conteúdo em filamentosas, (b) TL/TSS. Os pontos em cruz foram eliminados para a obtenção da correlação. (BF – *Bulking* filamentoso; PP – Flocos *pin point*; BZ – *Bulking* zoogleal; CN – condições normais)

Na figura 6a pode-se observar uma dependência directa entre o IVL e o conteúdo em biomassa filamentosa (factor de correlação R de 0.911), para o total das experiências e para

TL/Vol acima de 7 mm/µL. No decurso do estudo desta dependência verificou-se que a mesma apenas se torna evidente a partir do valor limite mínimo de TL/Vol de 7 mm/µL, abaixo do qual a quantidade de bactérias filamentosas presente parece não influir directamente para o IVL apresentado. Analisando a figura 6a, verifica-se que a correlação encontrada se encontra fortemente dependente das amostras representativas das condições de *bulking* filamentoso e de *bulking* zoogleal, uma vez que estas duas condições propiciam os valores de conteúdo em filamentosas e de IVL que se estendem pela maior gama de dependência directa. O mesmo tipo de análise foi efectuado para a correlação entre o IVL e a relação do conteúdo em filamentosas com os sólidos suspensos (TL/TSS), largamente utilizado em estudos anteriores (Amaral *et al*., 2003, Amaral e Ferreira, 2005, Lee *et al.*, 1983; Matsui e Yamamoto, 1984). Mais uma vez se verificou uma dependência directa (factor de correlação R de 0.894), para o total das experiências e para TL/TSS acima de 2000 mm/mg. Do mesmo modo que anteriormente, abaixo do valor limite de TL/TSS de 2000 mm/mg, a relação entre o conteúdo em filamentosas e os sólidos suspensos parece não influir directamente para o IVL apresentado. Mais uma vez, analisando a figura 6b, verifica-se que a correlação encontrada se encontra fortemente dependente das amostras representativas das condições de *bulking* filamentoso e de *bulking* zoogleal, uma vez que estas duas condições propiciam os valores de TL/TSS e de IVL que se estendem pela maior gama de dependência directa. Apesar de, nos estudos referidos, se ter provado a validade da utilização do parâmetro TL/TSS como o melhor parâmetro para a aferição do IVL em condições de *bulking* filamentoso, os resultados obtidos neste trabalho para um maior conjunto de condições parecem apontar para uma maior adequabilidade do parâmetro TL/Vol nestas condições. Em relação ao uso do parâmetro ln(TL/TA) em substituição de TL/TSS, este não se verificou tão eficaz de aferir o valor de IVL, tendo apresentado um valor de factor de correlação R de apenas 0.860.

3.4 Correlações para a aferição dos SST

No decurso deste trabalho foi ainda procurado esclarecer a dependência dos sólidos suspensos totais com os parâmetros obtidos pela técnica de processamento e análise de imagens, como representado na Figura 7.

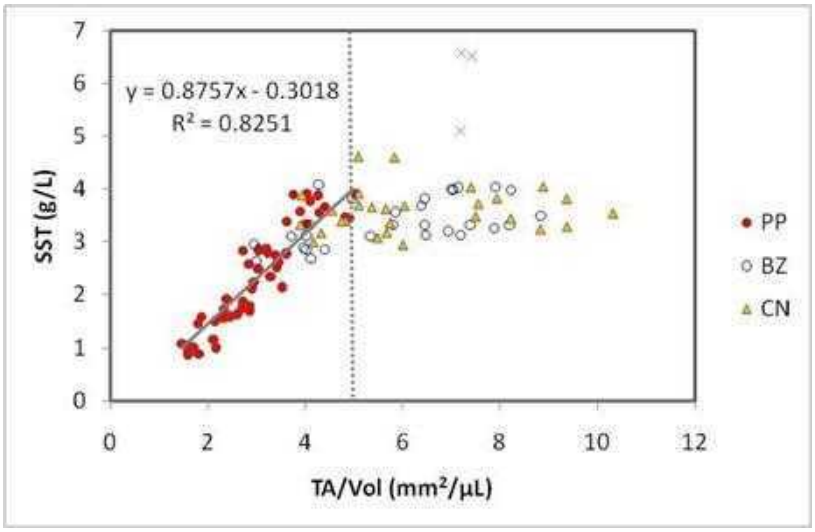


Figura 7. Correlação entre SST e conteúdo em agregados. Os pontos em cruz foram eliminados para a obtenção da correlação. (BF – *Bulking* filamentoso; PP – Flocos *pin point*; BZ – *Bulking* zoogleal; CN – condições normais)

Após a análise das variadas inter-relações determinou-se que os SST apenas se revelaram directamente dependentes (R de 0.908) do conteúdo em agregados até ao valor de TA/Vol de 5 $mm^2/\mu L$, e excluindo as amostras da condição de *bulking* filamentoso. Verificou-se assim que apenas para condições muito específicas é possível aferir o valor dos sólidos suspensos totais a partir de TA/Vol, respeitantes aos casos em que o conteúdo em biomassa filamentosa não seja muito elevado. Deste modo, em todas as condições de *bulking* filamentoso ou em condições normais ou de *bulking* zoogleal com elevado conteúdo de bactérias filamentosas essa aferição deixa de ser possível. Pelo contrário, para condições de formação de flocos *pin point* e para condições normais ou de *bulking* zoogleal com baixo conteúdo de bactérias filamentosas o conteúdo em biomassa agregada pode ser utilizado para aferir os sólidos suspensos.

4 CONCLUSÕES

No decurso deste trabalho pôde-se concluir que os parâmetros obtidos por análise de imagem permitiram o esclarecimento das diferentes inter-relações e da possibilidade de aferição de dois dos mais importantes parâmetros operacionais (IVL e SST) com a composição da biomassa, para cada condição estudada.

A análise das inter-relações para a experiência de *bulking* filamentoso permitiu evidenciar o elevado conteúdo da biomassa agregada em microflocos quer sob a forma de agregados dispersos no licor misto, quer ligados a bactérias filamentosas, suplantando, quase sempre, o conteúdo em mesoflocos. Verificou-se ainda o mais elevado conteúdo em bactérias filamentosas, assim como os maiores valores da relação da biomassa filamentosa com a biomassa agregada e com os sólidos suspensos. Relativamente à experiência de formação de flocos *pin point*, apesar de não se verificar um predomínio dos microflocos em relação aos mesoflocos, estes não se encontraram significativamente ligados a biomassa filamentosa (quase inexistente como comprovado pelo baixo conteúdo em biomassa filamentosa). Foi ainda possível verificar um fenómeno de lavagem da biomassa pela diminuição do conteúdo em biomassa agregada, concordante com a evolução dos sólidos suspensos que provocou ainda um incremento da relação da biomassa filamentosa com a biomassa agregada e com os sólidos suspensos. Mais, pôde-se ainda concluir que os agregados formados durante esta experiência se revelaram praticamente não sedimentáveis e facilmente removidos do reactor, em oposição aos flocos formados em condições normais e de *bulking* zoogleal. No tocante à experiência de *bulking* zoogleal foi notória uma maior composição da biomassa em macroflocos, que nas restantes condições, assim como o crescimento do conteúdo em biomassa agregada, em concordância com o crescimento evidenciado pelos sólidos suspensos. O conteúdo em bactérias filamentosas apresentou uma tendência decrescente com o decorrer deste período, tal como a relação entre a biomassa filamentosa com os sólidos suspensos e com a biomassa agregada, uma vez que

as condições associadas ao *bulking* zoogleal potenciam o crescimento da biomassa agregada por oposição à biomassa filamentosa. Analisando a estrutura da biomassa no período de condições normais, esta revelou um predomínio de mesoflocos em relação aos microflocos e valores residuais de macroflocos, assim como um conteúdo em bactérias filamentosas baixo, tal como a relação da biomassa filamentosa com a biomassa agregada e com os sólidos suspensos.

O estudo da possibilidade de aferição do IVL com a composição da biomassa, revelou uma maior adequabilidade do conteúdo em biomassa filamentosa acima de 7 mm/µL, no conjunto das condições estudadas para prever o valor de IVL, do que a relação entre a biomassa filamentosa com os sólidos suspensos, utilizada em estudos anteriores para condições exclusivas de *bulking* filamentoso. No tocante à aferição dos SST, verificou-se que apenas para condições de formação de flocos *pin point* e para condições normais ou de *bulking* zoogleal com baixo conteúdo de bactérias filamentosas, inferior a 5 mm^2/µL, o conteúdo em biomassa agregada pode ser utilizado para aferir os sólidos suspensos

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de expressar o seu agradecimento à Fundação para a Ciência e a Tecnologia pela bolsa de doutoramento SFRH/BD/32329/2006.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Amaral, A.L. (2003) *Image Analysis in Biotechnological Processes: Applications to Wastewater Treatment*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho (http://hdl.handle.net/1822/4506).

Amaral, A.L., Ferreira, E.C. (2005) Activated sludge monitoring of a wastewater treatment plant using image analysis and partial least squares regression. *Analytica Chimica Acta* **544**, 246-253.

Andreadakis, A. (1993) Physical and chemical properties of activated sludge flocs. *Water Research* **12**, 1707-1714.

APHA, AWWA, WPCF. (1989) *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*. 17th Ed., American Public Health Association, Washington D.C.

Arelli, A., Luccarini, L., Madoni, P. (2009) Application of image analysis in activated sludge to evaluate correlations between settleability and features of flocs and filamentous species. *Water Science and Technology* **59** (10), 2029-2036.

Barbusinski, K., Koscielniak, H. (1995) Influence of substrate loading intensity on floc size in activated sludge process. *Water Research* **29** (7), 1703-1710.

Bitton G. (1994) *Wastewater Microbiology*, Wiley-Liss Pub., New York.

Cenens, C, Van Beurden, K.P., Jenné, R., Van Impe, J.F. (2002) On the development of a novel image analysis technique to distinguish between flocs and filaments in activated sludge images. *Water Science and Technology* **46**(1-2), 381-387.

da Motta, M., Pons, M.N., Roche, N., Vivier, H. (2001) Characterization of activated sludge by automated image analysis. *Biochemical Engineering Journal* **9**, 165-173.

da Motta, M., Pons, M.N., Roche, N. (2002) Study of filamentous bacteria by image analysis and relation with settleability. *Water Science and Technology* **46** (1-2), 363-369.

Grijspeerdt, K., Verstraete, W. (1997) Image analysis to estimate the settleability and concentration of activated sludge. *Water Research* **31** (5), 1126-1134.

Jenkins, D., Richard, M.G., Daigger, G. (2003) Manual on the causes and control of activated sludge bulking, foaming and other solids separation problems. Lewis publishing, Boca Raton, FL.

Jenné, R., Banadda, E.N., Gins, G., Deurinck, J., Smets, I.Y., Geeraerd, A.H., Van Impe, J.F. (2006) Use of image analysis for sludge characterisation: studying the relation between floc shape and sludge settleability. *Water Science and Technology* **54**(1), 167-174.

Lee, S.E., Koopman, B., Bode, H., Jenkins, D. (1983) Evaluation of alternative sludge settleability indexes. *Water Research* **17** (10), 1421-1426.

Li, D., Ganczarczyk, J. (1991) Size distribution of activated sludge flocs. *Journal of Water Pollution Control Federation* **63**, 806-814.

Matsui, S., Yamamoto, R. (1984) The use of color TV technique for measuring filament length and investigating sludge bulking causes. *Water Science and Technology* **16** (10-1), 69-81.

Wilén, B.M., Balmer, P. (1999) The effect of dissolved oxygen concentration on the structure, size and size distribution of activated sludge flocs. *Water Research* **33** (2), 391-400.

Efeito da Variação da Qualidade do Efluente Final produzido em sistemas de Lodos Ativados Convencional no Processo de Desinfecção

Marta R. INOUE (1); Sidney S. F. FILHO (2)

PALAVRAS-CHAVE: cloro, lodos ativados, subprodutos da desinfecção, toxicidade

RESUMO

A operação de uma estação de tratamento de esgotos pode apresentar várias alternativas para condução da desinfecção do efluente final, devendo-se levar em conta os seus custos, benefício, facilidade de instalação, operação, disponibilidade no mercado e as propriedades de cada agente desinfetante. Dentre os diferentes agentes desinfetantes que podem ser empregados o cloro é o que mais tem sido utilizado em função do seu baixo custo, facilidade de operação e também pelos diversos estudos realizados e consolidados com esse agente desinfetante. Este trabalho estudou o efeito da variação da qualidade do efluente final produzido em sistemas de lodos ativados convencional no processo de desinfecção utilizando cloro na forma de hipoclorito de sódio. O efluente final empregado na condução dos ensaios experimentais foi gerado pela ETE Jesus Netto, sendo que a instalação piloto consistiu em um tanque de contato com dimensões de 3 metros de comprimento, 3 metros de largura e 0,8 m de altura útil, perfazendo um volume útil igual a 7,2 m^3. A dosagem aplicada de agente oxidante foi de 5 $mgCl_2/L$ e os tempos de contato avaliados foram de 10 minutos a 30 minutos. Nos ensaios realizados houve a formação de cloraminas, provenientes da nitrificação parcial do processo de lodos ativados da ETE, e em alguns casos também foi observada a presença de cloro residual livre na saída do tanque de contato. Para ensaios de avaliação microbiológica do efluente desinfetado foram observados valores de remoção acima de 5 (expresso como log No/N) para coliformes totais para um tempo de detenção hidráulico superior a 30 minutos e remoção acima de 4 (expresso como log No/N) de coliformes termotolerantes para tempos de detenção hidráulico superior a 20 minutos. Para os parâmetros físico-químicos cor aparente, pH, turbidez, nitrogênio amoniacal, demanda química de oxigênio, carbono orgânico total e sólidos suspensos totais não foram observados alterações significativas no afluente e efluente do tanque de contato do processo de desinfecção.

(1) Marta Regina Inoue
Doutora em Engenharia Hidráulica e Sanitária pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Engenheira Química da Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (SABESP).

(2) Sidney Seckler Ferreira Filho
Engenheiro Civil pela Escola Politécnica da USP. Professor Associado do Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo em Regime de Dedicação Exclusiva à Docência e Pesquisa.

Endereço(1): SABESP – Divisão de Controle Sanitário Centro – MCEC – Av. Do Estado, 681 – Ponte Pequena – São Paulo – São Paulo - CEP: 01107-000 - País - Tel: +55 (11) 3388-6658 - Fax: +55 (11) 3227-4458 - e-mail: **marta.inoue@terra.com.br.**

Para valores de $DBO_{5,20}$ inferiores a 20 mg/L e valores de sólidos suspensos totais inferiores a 30 mg/L, não foram observados efeitos no comportamento do processo de desinfecção nos efluentes da ETE Jesus Netto. Os ensaios realizados permitiram avaliar a formação de subprodutos da desinfecção, sendo que os valores de trihalometanos no

efluente da água na saída do tanque de contato resultaram abaixo de 10 µg/L. A toxicidade no efluente dos sistemas de lodos ativados convencional foi não detectável. Os bioensaios indicaram que a presença de cloro eleva a toxicidade aguda em *Daphnia similis* e cloração seguida de descloração produz efluentes sem toxicidade.

INTRODUÇÃO

A operação de uma estação de tratamento de esgotos pode apresentar várias alternativas para condução da desinfecção do efluente final, devendo-se levar em conta os seus custos, benefício, facilidade de instalação, operação, disponibilidade no mercado e as propriedades de cada agente desinfetante. Dentre os diferentes agentes desinfetantes que podem ser empregados o cloro é o que mais tem sido utilizado em função do seu baixo custo, facilidade de operação e também pelos diversos estudos realizados e consolidados com esse agente desinfetante.

Um grande inconveniente da desinfecção com cloro é a possibilidade de formação de subprodutos prejudiciais à saúde humana. Os subprodutos da desinfecção ocorrem como resultado de reações entre o desinfetante químico e compostos de ocorrência natural (percursores), encontrados em muitas fontes de água e de efluentes. As duas maiores classes de subprodutos de desinfecção são os trihalometanos (THMs) e os ácidos haloacéticos (HAAs).

Os testes de toxicidade têm como objetivo avaliar os danos causados a organismos aquáticos, onde os mesmos são submetidos a várias concentrações de uma ou mais substâncias poluidoras, durante um determinado período de tempo podendo ser agudos ou crônicos. Os ensaios ecotoxicológicos existentes para avaliar o efeito de substâncias químicas em corpos de água doce, são realizados através de bioensaios utilizando Daphnia Magna e daphnia Similis.A Daphnia Similis é um organismo conhecido popularmente como pulga d`água, é um microcrustáceo facilmente encontrado em lagos e represas de águas continentais, pertencente ao filo artropoda, e de ordem Cladocera esse microscrustáceo planctônico atua como um consumidor primário na cadeia alimentar aquática e se alimenta por filtração de matéria orgânica suspensa .

Medem cerca de 0.5 a 5.0 mm de comprimento e possuem uma carapaça transparente bivalve. A alimentação é basicamente de algas, bactérias, protozoários e detritos orgânicos, os quais são capturados por processo de filtração (comum nos microcrustáceos). Sua locomoção é obtida pela movimentação das longas antenas, que funcionam como remos. Possuem um curto ciclo de vida, que pode variar de três a cinco semanas.

OBJETIVO

O objetivo desse trabalho foi analisar os efeitos das variações na qualidade dos efluentes tratados por uma estação de tratamento de esgoto do tipo lodos ativados convencional na eficiência do processo de desinfecção mediante o uso do cloro. Deste modo, pretendeu-se mais especificamente:

Analisar a eficiência de desinfecção do efluente final para diferentes cenários da qualidade do efluente final;

Estudar o impacto da qualidade do efluente tratado na eficiência do processo de desinfecção;

Estudar o efeito da qualidade do efluente final na formação de subprodutos da desinfecção;

Analisar a toxicidade do efluente tratado quando submetido a desinfecção pelo uso do cloro.

MATERIAIS E MÉTODOS

A pesquisa foi desenvolvida tendo-se empregado efluente final na condução dos ensaios experimentais de uma ETE cujo tipo de tratamento é por processo de lodos ativados convencional. A instalação piloto consistiu em um tanque de contato com dimensões de 3 metros de comprimento, 3 metros de largura e 0,8 m de altura útil. O tanque de contato foi construído todo em aço carbono com chicanas em polipropileno com um intervalo de 0,5 m entre as chicanas.

O traçador utilizado para a caracterização hidráulica do tanque de contato foi o azul de metileno, por ter propriedades de fácil visualização e identificação, inerte e principalmente ao seu baixo custo.

Realizado os ensaios com o traçador foi escolhido o tempo de detenção hidráulico de 30 minutos e vazão de efluente de 240 litros por minutos.

Com esses dados foi possível determinar algumas grandezas para a interpretação do comportamento hidráulico, como E(t) - Distribuição de Tempos de Residência do fluido, Massa do Traçador Recuperado, Tempo Teórico de Detenção Hidráulico, Tempo Médio de Detenção Hidráulico Calculado ($\bar{t}$), Variância da Curva E(t), Número de Reatores em Série, Curva de Distribuição de Tempo de Residência Normalizada (E(θ)), Número de dispersão.

A dosagem aplicada de agente oxidante foi de 5 mgCl_2/L e os tempos de contato avaliados foram de 10 minutos a 30 minutos.

Foram coletados na entrada e na saída do tanque de contato, amostras para realização de análise de cor aparente, pH, turbidez, demanda bioquímica de oxigênio (DBO), nitrogênio total, nitrogênio amoniacal, demanda química de oxigênio (DQO), trihalometanos, carbono orgânico total (COT) e sólido suspenso total (SST). Para ensaios de coliformes totais, coliformes termotolerantes, cloro residual livre, cloro combinado e cloro total, foram coletados na entrada, entre as chicanas e na saída do tanque de contato. Para ensaios de *daphnia similis* foram coletados na entrada e saída do tanque e na saída com as amostras desclorada.

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Nos ensaios realizados para análise do comportamento da ETE, verificou-se que a vazão de entrada (70 l/s) e saída (26 l/s) são praticamente constantes ao longo do ano. O mesmo ocorre para os valores médios mensais de DQO na saída do sistema (30 l/s) e de SST (20 mg/L).

Para determinação da caracterização hidráulica do tanque de contato foi realizado ensaio com o traçador. O traçador escolhido foi o azul de metileno que possui características ideais para este tipo de ensaios. O azul de metileno é um indicador, de fácil visualização e identificação, inerte e principalmente tem baixo custo.

Uma vez realizados os ensaios de caracterização hidráulica e determinado os valores das concentrações do traçador na fase líquida em função do tempo foi possível à determinação da Distribuição de tempos de residência, Massa do traçador recuperado, Tempo médio de detenção hidráulico, Variância da curva E(t), Número de reatores em série, Número de dispersão.

O tempo de detenção hidráulico escolhido foi de 30 minutos, a vazão do efluente de 240 l/min e a dosagem de cloro de 5 mg/L.

Nos ensaios realizados houve a formação de cloraminas, provenientes da nitrificação parcial do processo de lodos ativados da ETE.

A Figura 1 apresenta valores de cloro residual livre (CRL) após 30 minutos de contato.

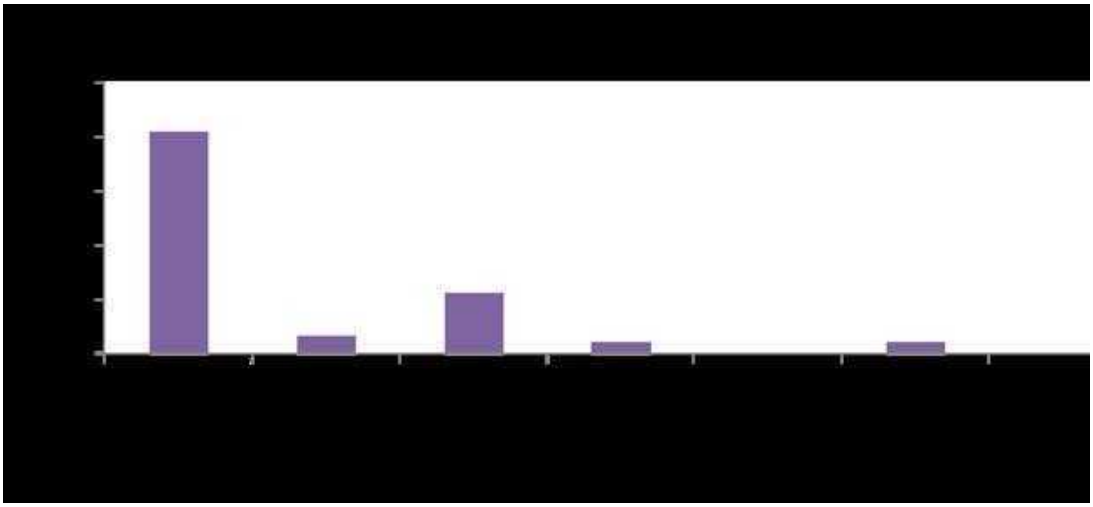


Figura 1 - Valores de Cloro Residual Livre para Tempo de Detenção Hidráulico – 30 min

A Figura 2 apresenta valores de cloro combinado após 30 minutos de contato. Percebe-se a presença de cloro residual livre na saída do tanque de contato.



Figura 2 - Valores de Cloro Combinado para Tempo de Detenção Hidráulico – 30 min

A Figura 3 apresenta valores de cloro total após 30 minutos de contato. Percebe-se a presença de cloro residual livre na saída do tanque de contato.

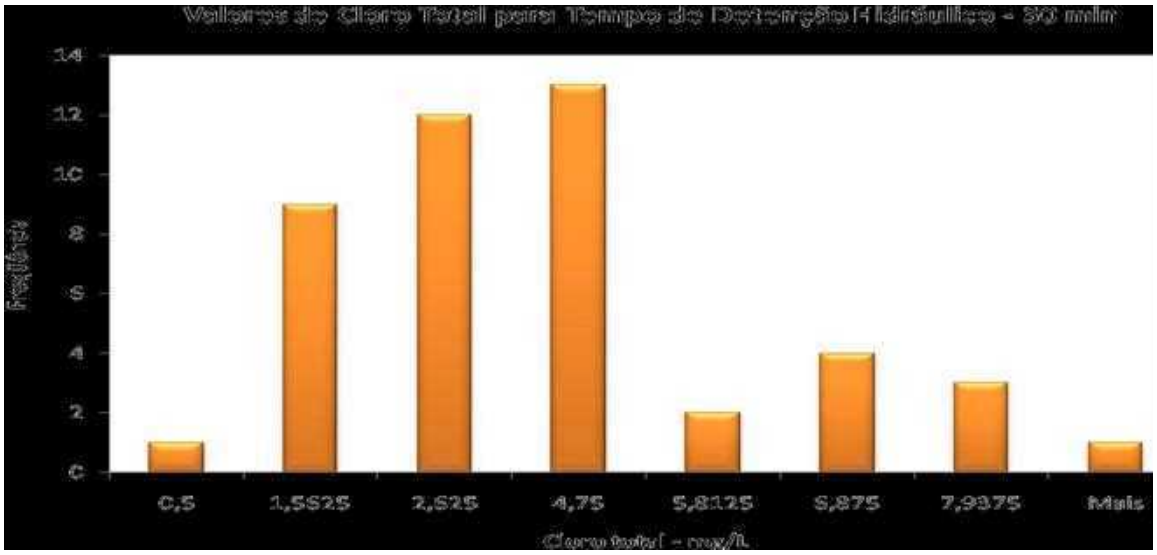


Figura 3 - Valores de Cloro total para Tempo de Detenção Hidráulico – 30 min

A Figura 4 apresenta valores de coliformes totais onde foram observados valores de remoção acima de 5 (expresso como log No/N) para um tempo de detenção hidráulico superior a 30 minutos e a Figura 5 apresenta valores de coliformes termotolerantes onde foram observados valores de remoção acima de 4 (expresso como log No/N) para tempos de detenção hidráulico superior a 20 minutos.

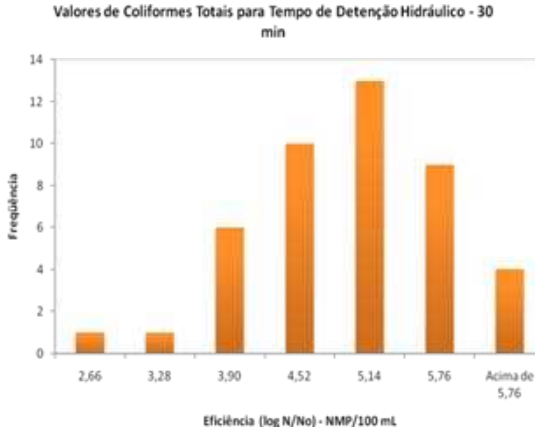


Figura 4 - Valores de Coliformes Totais para Tempo para de Detenção Hidráulico – 30 min

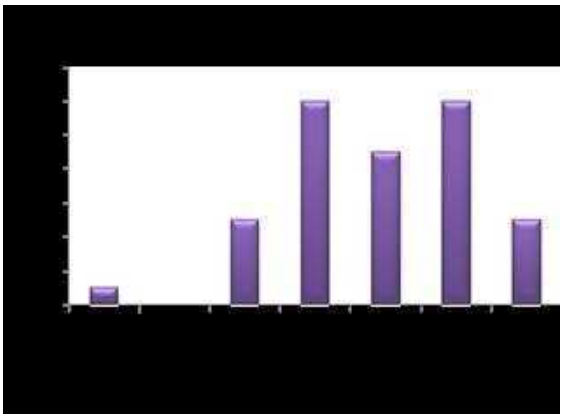


Figura 5 - Valores de Coliformes Termotolerantes Tempo de Detenção Hidráulico – 30 min

A Tabela 1 apresenta os valores das análises físico-químicos no afluente o tanque de contato e a Tabela 2 apresentam os valores das análises físico-químicos no efluente o tanque de contato. Percebe-se que, não foram observados alterações significativas de cor aparente, pH, turbidez, nitrogênio amoniacal, SST, DQO e COT no afluente e efluente do tanque de contato do processo de desinfecção.

Tabela 1 – Valores normalizados de cor aparente, pH, turbidez, nitrogênio amoniacal, SST, DQO e COT no afluente do tanque de contato

	Afluente – Tanque de Contato						
	Cor Aparente	pH	Turbidez	Nitrogênio Amoniacal	SST	DQO	COT
Média	20,65	7,20	5,43	3,73	13,36	24,96	33,14
Desvio Padrão	4,94	0,57	1,95	3,74	6,45	7,67	165

Tabela 2 – Valores normalizados de cor aparente, pH, turbidez, nitrogênio amoniacal, SST, DQO e COT no efluente do tanque de contato

	Efluente – Tanque de Contato						
	Cor Aparente	pH	Turbidez	Nitrogênio Amoniacal	SST	DQO	COT
Média	20,68	7,30	8,59	3,30	14,28	22,60	12,19
Desvio Padrão	8,17	0,42	25,04	3,59	23,17	7,43	7,40

Para valores de $DBO_{5,20}$ inferiores a 20 mg/L e valores de sólidos suspensos totais inferiores a 30 mg/L, não foram observados efeitos no comportamento do processo de desinfecção nos efluentes da ETE Jesus Netto.

A Figura 6 apresenta relação dos valores de coliformes totais (expresso como log (N/No) e demanda química de oxigênio (DQO) do afluente para tempo de detenção hidráulico de 30 minutos. Percebe-se que não houve influência na eficiência da desinfecção para tempo de detenção hidráulico de 30 minutos.

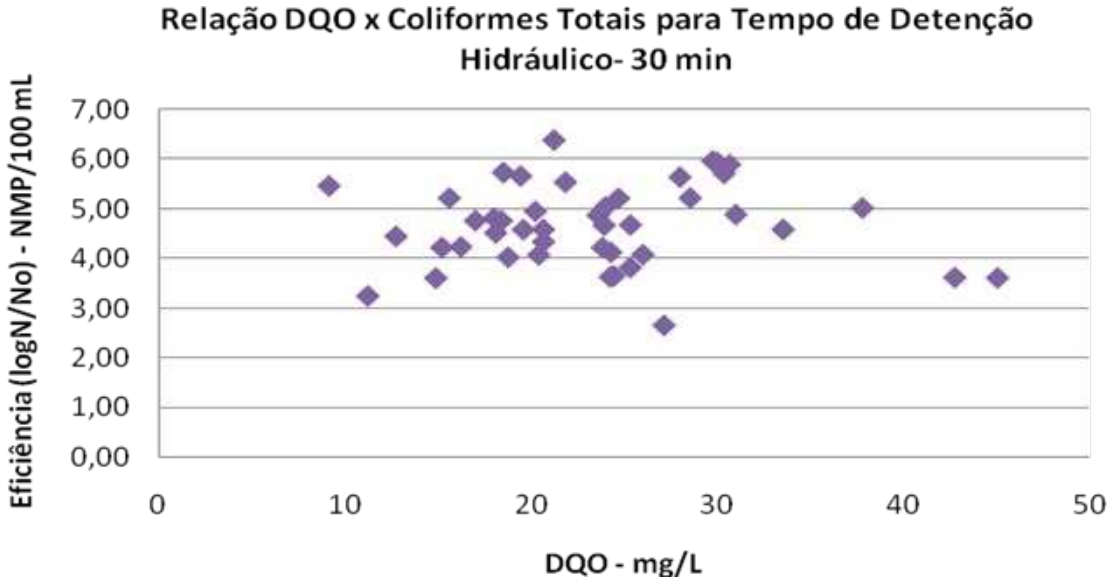


Figura 6 - Relação de Demanda Química de Oxigênio (DQO) e Coliformes Totais para Tempo de Detenção Hidráulico – 30 min

A Figura 7 apresenta relação dos valores de coliformes totais (expresso como log (N/No) e turbidez do afluente para tempo de detenção hidráulico de 30 minutos. Percebe-se que não houve influência na eficiência da desinfecção para tempo de detenção hidráulico de 30 minutos.

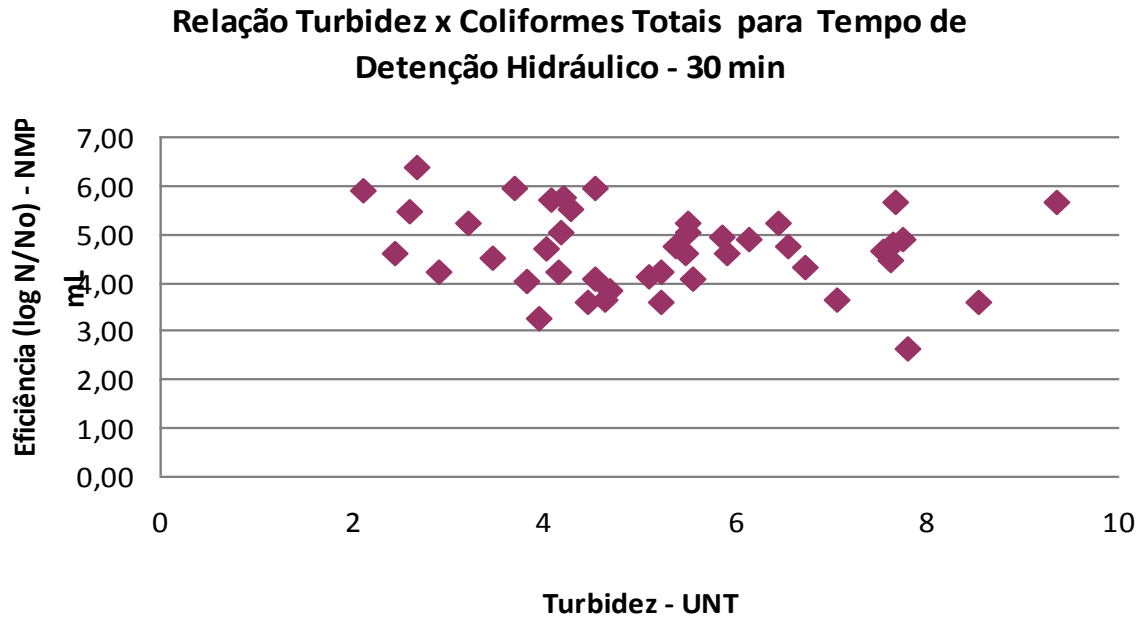


Figura 7 – Relação de Turbidez e Coliformes Totais para Tempo de Detenção Hidráulico – 30 min

A Figura 8 apresenta relação dos valores de coliformes totais (expresso como log (N/No) e sólidos suspensos totais (SST) do afluente para tempo de detenção hidráulico de 30 minutos.

Os valores obtidos de sólidos suspensos totais (SST) não influenciaram na eficiência da desinfecção para tempos de detenção hidráulico de 30 minutos.

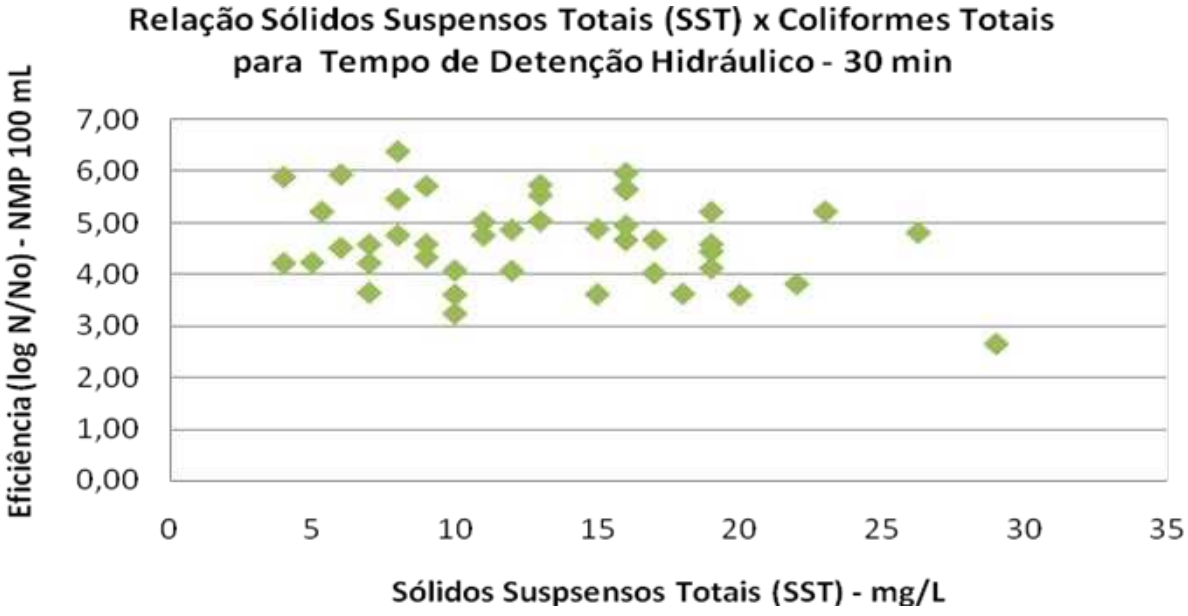


Figura 8 – Relação de sólidos Suspensos Totais (SST) e Coliformes Totais para Tempo de Detenção Hidráulico – 30 min

A Figura 9 apresenta valores de trihalometanos antes da cloração. A Figura 10 apresenta valores de trihalometanos pós cloração. Os ensaios realizados permitiram avaliar a formação de subprodutos da desinfecção, sendo que os valores de trihalometanos no efluente da água na saída do tanque de contato resultaram abaixo de 10 µg/L.

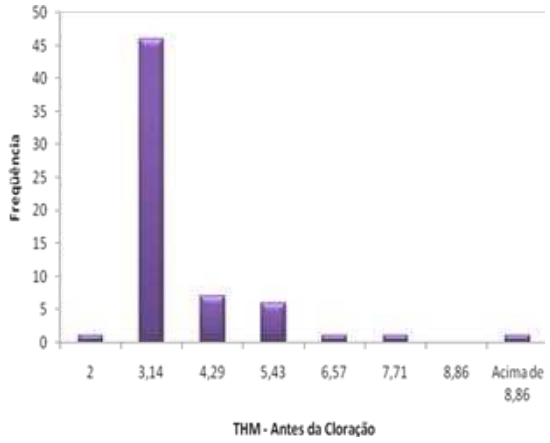


Figura 9 – Valores de Trihalometanos antes da cloração

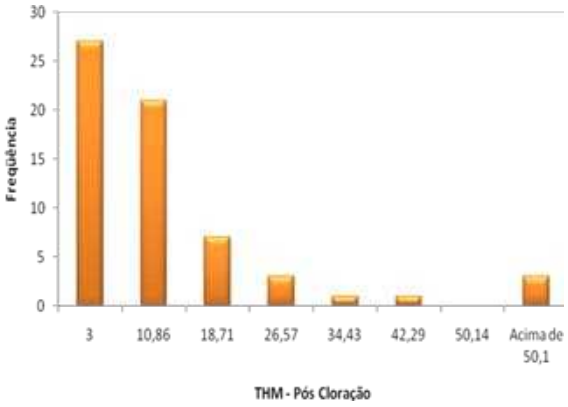


Figura 10 – Valores de Trihalometanos pós cloração

A Figura 11 apresenta relação dos valores de trihalometanos (THM) e nitrogênio amoniacal dos ensaios realizados.

Verifica-se que os maiores valores de trihalometanos obtidos, foram para menores resultados de nitrogênio amoniacal. Para altas concentrações de nitrogênio amoniacal, os valores de Trihalometanos encontram-se abaixo de 10 µg/L.

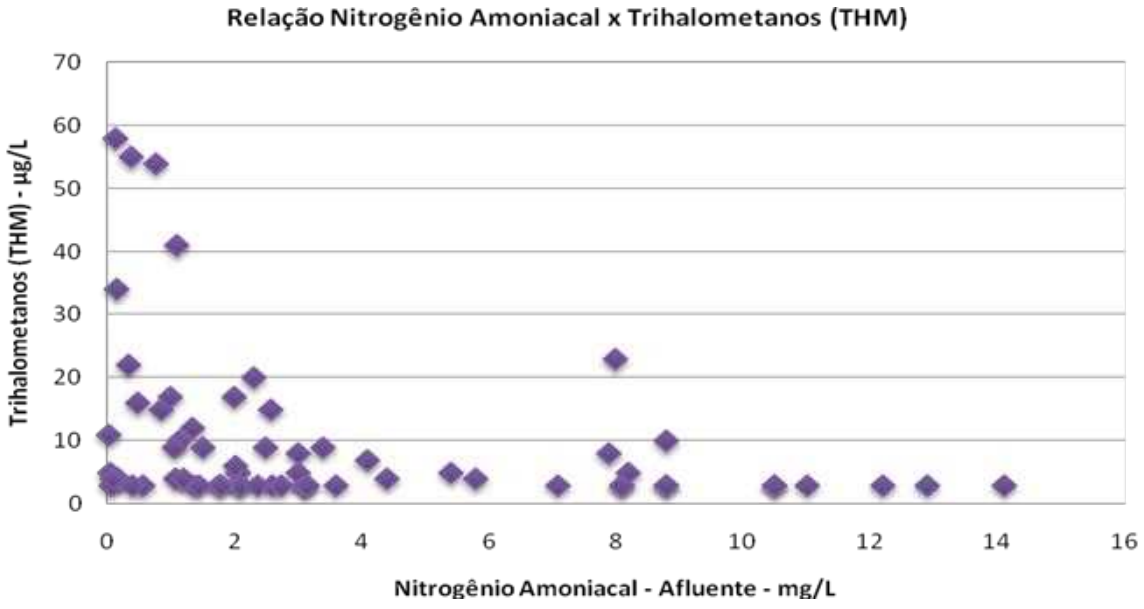


Figura 11 – Relação de Nitrogênio Amoniacal e Trihalometanos dos Ensaios Realizados

A Figura 12 apresenta relação dos valores de trihalometanos (THM) e nitrogênio kjeldahl dos ensaios realizados.

Verifica-se que os maiores valores de trihalometanos obtidos, foram para menores resultados de nitrogênio kjeldahl. Para altas concentrações de nitrogênio kjeldahl, os valores de Trihalometanos encontram-se abaixo de 10 µg/L.

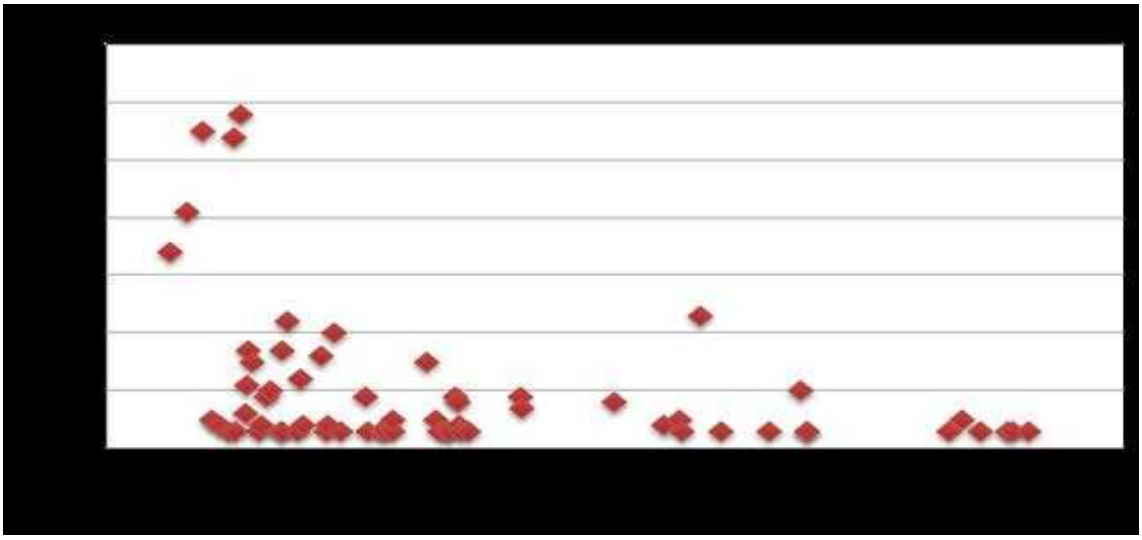


Figura 12 – Relação de Nitrogênio Kdjeldahl e Trihalometanos dos Ensaios Realizados

A Figura 13 apresenta relação dos valores de trihalometanos (THM) e demanda química de oxigênio (DQO). Os valores de DQO não ocasionaram possível formação de subprodutos da desinfecção.

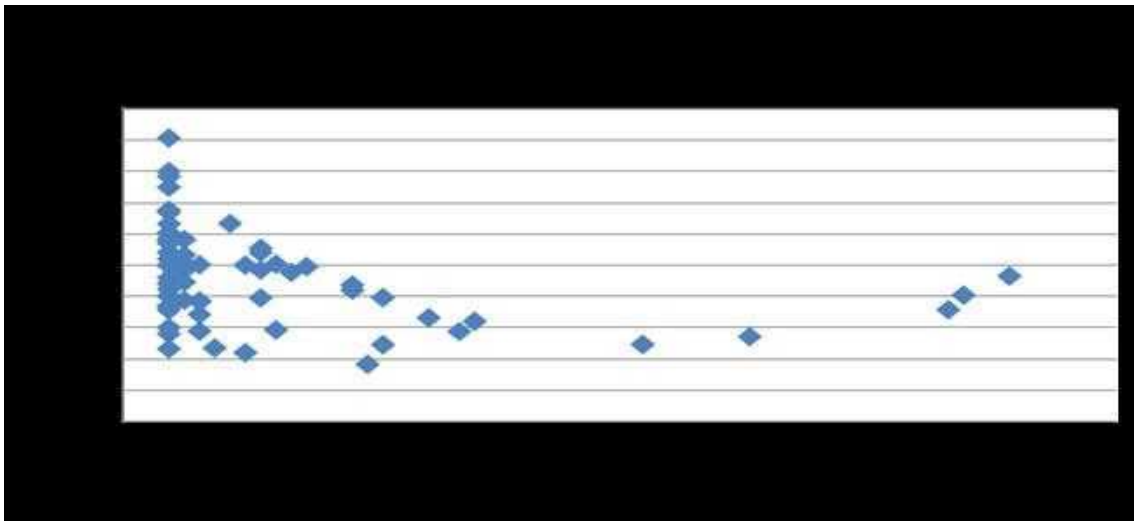


Figura 13 – Relação de Demanda química de Oxigênio (DQO) e Valores de Trihalometanos dos Ensaios Realizados

A Figura 14 apresenta os valores de toxicidade antes da cloração, na saída pós cloração e saída pós cloração desclorada dos ensaios. A toxicidade no efluente dos sistemas de lodos ativados convencional foi não detectável. Os bioensaios indicaram que a presença de cloro eleva a toxicidade aguda em *Daphnia similis* e cloração seguida de descloração produz efluentes sem toxicidade.

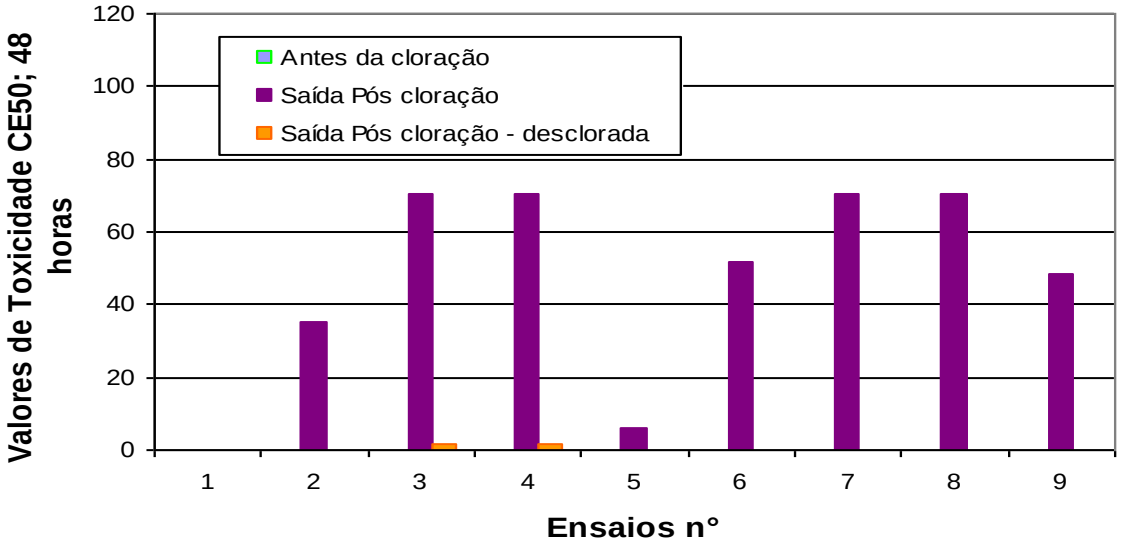


Figura 14 – Valores de Toxicidade Antes da Cloração, na Saída Pós Cloração Clorado e Saída Pós cloração Desclorada dos Ensaios Realizados

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Com base nos resultados experimentais obtidos, pode-se concluir que:

- Considerando-se que o sistema de lodos ativados convencional estudado não foi operado para possibilitar nitrificação total do efluente, quando o mesmo foi submetido à cloração, em todos os ensaios efetuados observou-se que o desinfetante formado foi a cloramina;
- Para dosagens de cloro aplicado em torno de 5 mg Cl_2/L, observaram valores de remoção de coliformes termotolerantes acima de 4 log para um tempo de detenção hidráulico superior a 20 minutos;
- Não foram observados efeitos no comportamento do processo de desinfecção para efluentes tratados oriundos de sistema de lodos ativados convencional com valores de $DBO_{5,20}$ e SST (sólidos suspensos totais) inferiores a 20 mg/L e a 30 mg/L, respectivamente.
- Com respeito à formação de subprodutos da desinfecção, observou-se que as concentrações de trihalometanos não foram significativas, sendo que os valores situaram-se abaixo de 10 µg/L;
- Uma vez que o esgoto bruto afluente da ETE Jesus Netto é composto primordialmente por esgotos domésticos não foi observado toxicidade no efluente tratado;
- A manutenção das concentrações residuais de cloro combinado e cloro livre no efluente desinfetado, ocasionou toxicidade no mesmo, recomendando-se, portanto, a

sua descloração antes do seu lançamento no corpo receptor, para atendimento a Resolução 357 do CONAMA.

Tendo em vista a necessidade de estudos futuros, recomenda-se que:

- Uma vez que a formação de subprodutos da desinfecção somente foi analisada com ensaios de trihalometanos, recomenda-se que sejam investigados outros compostos orgânicos e inorgânicos que possam ser formados durante a etapa da desinfecção;
- Do mesmo modo, com respeito à toxicidade, recomenda-se que sejam efetuadas estudos com o emprego de outros indicadores toxicológicos a fim de que os efeitos da desinfecção no efluente tratado possam ser mais bem quantificados.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor Sidney Seckler Ferreira Filho pela confiança em mim depositada.

Ao Roberto Shoiti Takata meu filho Ricardo Shoitiro Takata por existirem e deixar-me fazer parte de sua vida.

Aos meus familiares pelo apoio e incentivo.

Ao Márcio Luiz Rocha de Paula Fernandes, Elide Patella, pelo confiança e nossa amizade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Beatrici, A. C., Arenzon, A., Coimbrs N. J., Raya-Rodriguez, M. T. (2006) – *Fertilidade e Sensibilidade de Daphnia similis e Daphnia magna submetidas a diferentes cultivos***,** UFRGS.

De Luca, S. J., Regio, É. R. (2003) – *Efluentes Desinfetados com Hipoclorito de Sódio: Eficiência e Subprodutos* – 22° Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental , SC.

Ferreira, S.S.F. (2001) – *Remoção de Compostos Orgânicos Precursores de Subprodutos da Desinfecção e Seu Impacto na Formação de Trihalometanos em Águas de Abastecimento* – Engenharia Sanitária e Ambiental, V.6, n. 1, p. 53-60, Rio de Janeiro.

Gonçalves, R. F. (Coordenador) (2003) – *Desinfecção de Efluentes Sanitários*, Projeto Prosab – Rio de Janeiro.

Inoue, M. R. (2001) – *Caracterização Hidrodinâmica de Colunas de Ozonização Operando em Regime de Escoamento em Contra Corrente* – Dissertação de Mestrado em Engenharia Hidráulica – USP – São Paulo.

Landis, W.G., Yu, M. (2003) – *Introduction to Environmental Toxicology: Impact of Chemicals upon Ecological Systems.* 3 ed. Lewis Publishers.

Léo, L. F. R. (2008) – *Investigação da Toxicidade, Tratabilidade e Formação de Subprodutos Tóxicos em Efluentes Clorados de Lagoas de Estabilização Com e Sem Pós-Tratamento* – Dissertação de Doutorado em Engenharia Hidráulica – USP – São Paulo – SP.

Nogueira, T. D. (2007) – *Ensaios Ecotoxicológicos* **–** Universidade Federal de Mato Grosso do Sul – apresentação do trabalho em power point, MT.

EFICIÊNCIA DE SISTEMAS DE LAGOAS DE ESTABILIZAÇÃO NO RIO GRANDE DO NORTE, NORDESTE DO BRASIL

ANDRÉ L. C. ARAÚJO [(1)]; CÍCERO O. DE ANDRADE NETO [(2)]; ODÊNIA. A. DE L. E SILVA[(3)]; DAYANA M. TORRES [(4)]

RESUMO

Os efluentes quando tratados de forma adequada podem ser reutilizados de forma segura para os mais diversos fins. Com isso, existe uma grande importância em avaliar a eficiência dos sistemas de tratamento de efluentes em operação. Este trabalho apresenta os resultados do monitoramento realizado pela Companhia de Águas e Esgotos do Rio Grande do Norte (CAERN) nos anos de 2007 a 2009, em sistemas de lagoas de estabilizações de diversos tipos de configurações, e também em 10 sistemas de lagoas monitoradas no ano de 2010, com a configuração predominante no estado: lagoa facultativa seguida por duas lagoas de maturação em série. Esse monitoramento avaliou a eficiência na remoção da matéria orgânica (DBO e DQO) e organismos patogênicos (bactérias termotolerantes), além de avaliar outros parâmetros de suma importância como, pH, Temperatura, Sólidos Sedimentáveis e Fósforo Total. Notadamente, as maiores eficiências na remoção de matéria orgânica e organismos patogênicos foram alcançadas nos sistemas que possuem a configuração mais completa (lagoa facultativa seguida por duas lagoas de maturação), apesar dos resultados de eficiência obtidos serem baixos.

Palavras-chave: Lagoas de estabilização. Remoção de coliformes. Remoção de matéria orgânica.

[1] Engenheiro Civil (UFPA), Mestre em Engenharia Sanitária (UFPB) e PhD em Engenharia de Saúde Pública (University of Leeds). Professor do IFRN e do PPgES da UFRN. Av. Senador Salgado Filho, 1550, Tirol. CEP: 59000-015. Natal-RN/Brasil Telefone: +55 (84) 40052636. E-mail: acalado@ifrn.edu.br

[2] Engenheiro Civil (UFRN). Mestre em Engenharia Sanitária (UFPB). Doutor em Recursos Naturais (UFPB). Professor do Departamento de Engenharia Civil e do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Sanitária (PPgES/UFRN) – Brasil.

[3] Tecnóloga em Gestão Ambiental (IFRN). Mestranda pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Sanitária da Universidade Federal do Rio Grande do Norte (PPgES/UFRN).

[4] Bióloga (UFRN) e Tecnóloga em Gestão Ambiental (IFRN). Mestranda pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Sanitária da Universidade Federal do Rio Grande do Norte (PPgES/UFRN).

INTRODUÇÃO

O Brasil possui uma grande deficiência no sistema de saneamento básico. Embora uma grande parte da população seja atendida pelo abastecimento de água, apenas uma pequena parcela tem seus esgotos coletados e, outra ainda menor tem seus esgotos tratados. Cenário responsável pela disseminação de doença de veiculação hídrica, impactos ambientais significativos e conseqüente decréscimo da qualidade de vida da população.

Na região Nordeste do Brasil, a proporção de municípios com serviço de esgotamento sanitário é de aproximadamente 42,9 %. Do volume de esgoto urbano coletado, apenas 13,3% é submetido a tratamento para remoção de poluentes e 65,8% dos esgotos não tratado, é jogado nos rios (IBGE, 2000). No Rio Grande do Norte (RN), mais de 90% do sistema de tratamento do esgoto são realizados por meio de lagoas de estabilização (SILVA FILHO *et. al*., 2006). Isso devido ao baixo custo de implantação, operação e manutenção, quando comparada com outras tecnologias. No entanto, lagoas de estabilização têm uma grande desvantagem que é a necessidade de grandes áreas para sua implantação.

Lagoas de estabilização são sistemas simples onde os esgotos são tratados biologicamente por processos naturais envolvendo principalmente algas e bactérias. Segundo VON SPERLING (2002), a estabilização de matéria orgânica se processa em taxas mais lentas, o que implica a necessidade de um longo período de detenção hidráulica, geralmente 20 dias. Apesar de ocuparem maiores áreas, estão menos sujeitas aos problemas decorrentes da falta de operação e manutenção adequada.

No Estado do Rio Grande do Norte, a exploração dos sistemas de água e esgoto é feita pela Companhia de Águas e Esgotos do Rio Grande do Norte (CAERN), em forma de concessão. A Companhia atua em 146 municípios e somente 41 apresentam algum tipo de tratamento; os demais municípios quando possuem sistema de tratamento de esgotos são geridos pelo SAAE ou pelo próprio município.

Com relação à configuração, o sistema formado por lagoa facultativa primária seguida de duas lagoas de maturação é o mais adotado no estado, apresentando 38 sistemas (51%). Sistemas compostos por lagoa facultativa primária e uma lagoa de maturação consistem no segundo mais predominante, com 16 sistemas (21%), enquanto que 13 sistemas (17%) apresentam apenas uma lagoa facultativa primária. Sistemas envolvendo uma fase anaeróbia (ou lagoa anaeróbia ou tanque séptico) seguida de lagoas facultativas e de maturação são os menos utilizados, representando cerca de 11% dos sistemas existentes.

É importante destacar que apenas 50% dos sistemas (38 ETE´s) apresentam unidade de tratamento preliminar composta por grade e caixa de areia. A inexistência de tratamento preliminar em alguns sistemas consiste num dos principais fatores que prejudica o tratamento, pois vários estão completamente assoreados.

A sua operacionalização, quando bem monitorada, tem mostrado elevados percentuais na eficiência, no que concerne à remoção de DBO_5 e de coliformes termotolerantes. Quando bem projetadas e operadas, reduz de maneira significativa a probabilidade de exalar maus odores, o que justifica a sua grande aceitabilidade onde são implantadas. Quando há intenção na prática de reúso do efluente tratado, a maioria dos

parâmetros enquadra-se neste tipo de prática, seja ela agrícola, hidropônica, aqüicultura ou reúso urbano.

OBJETIVO

Embora no Estado do Rio Grande do Norte existam vários sistemas de lagoas em operação, ainda não existe um programa sistemático de monitoramento de tais sistemas para verificar suas eficiências e obter parâmetros para futuros projetos. A partir dessa temática, este trabalho tem como objetivo avaliar a eficiência de remoção de matéria orgânica e microorganismos dos sistemas lagoas de estabilização do Estado do Rio Grande do Norte, região nordeste do Brasil, utilizando dados primários e secundários referentes às análises laboratoriais realizadas durante o os anos de 2007 a 2010. Os objetivos específicos são: Caracterizar o esgoto bruto do estado e pelas suas regiões, Caracterizar as eficiências dos sistemas de lagoas em função das suas configurações, Caracterizar e definir o destino final dos efluentes dos sistemas.

METODOLOGIA

O Estado do Rio Grande do Norte (RN) é composto por 167 municípios, com uma população de 3.013.740 habitantes (IBGE, 2007). A pesquisa foi realizada em 51 municípios, que coletam e tratam seus esgotos pelo sistema de lagoas de estabilização. As análises das eficiências foram feitas conforme a divisão de sete regionais, propostas pela Companhia de Saneamento Estadual, como mostra a Figura 01, por tipologia de configuração das lagoas, e também por média estadual de eficiência. A caracterização do esgoto bruto doméstico no Estado do Rio Grande do Norte visa a utilização de dados mais realísticos durante o projeto de novos sistemas de tratamento.

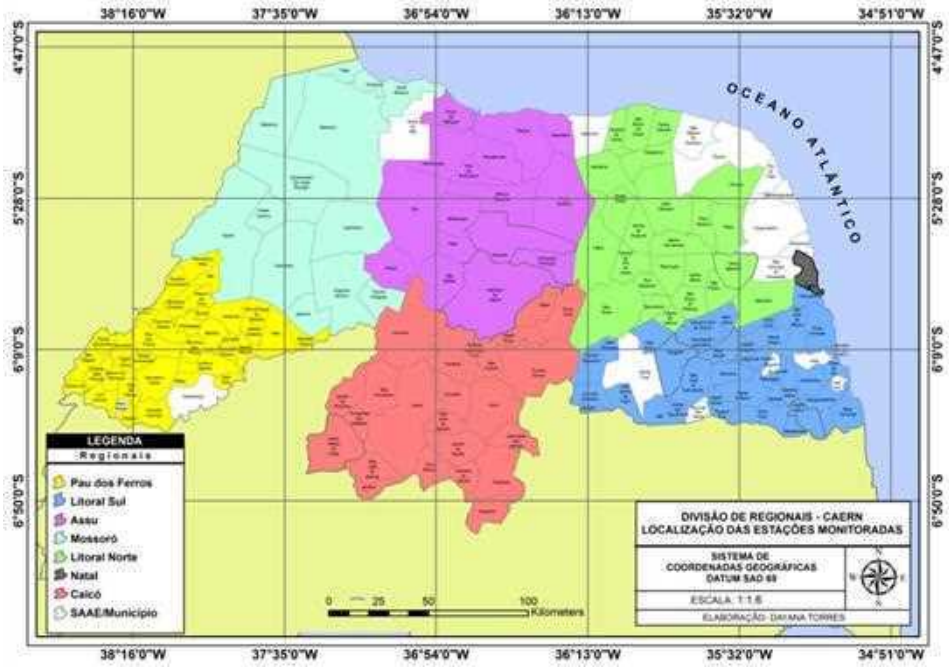


Figura 01. Divisão por regional proposta pela CAERN.

Foram utilizados os resultados de aproximadamente 250 amostras de esgoto bruto e efluentes dos reatores, coletadas nos períodos de 2007 a 2010, em 57 estações de tratamento de esgoto do estado. Os dados foram selecionados e analisados a partir das regiões do estado, e os resultados obtidos comparados com a literatura pertinente. Todas as análises foram realizadas seguindo os procedimentos padrões descritos em APHA et. al. (1995): demanda bioquímica de oxigênio (DBO), demanda química de oxigênio (DQO), coliformes termotolerantes, pH, temperatura, sólidos sedimentáveis, fósforo total.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Caracterização do esgoto bruto

O monitoramento das ETE´s realizado durante os anos de 2007 a 2010 apontam para a caracterização do esgoto bruto no estado de acordo com o apresentado na Tabela 01.

Tabela 01. Caracterização média do esgoto bruto no estado do RN.

Variáveis	Média	Mínimo	Máximo
DBO (mg/L)	416	102	1159
DQO (mg/L)	968	160	3320
pH (mg/L)	7,4	6,3	8,6
Sólidos Sedimentáveis (ml/L)	9,1	0,2	205,0
Temperatura (ºC)	29,9	21,0	32,0
Coliformes termotolerantes (UFC/100ml)	$3,54x10^{9}$	$1,01x10^{2}$	$3,92x10^{10}$
Fósforo total (mg/L)	11,1	0,3	41,1

A DBO apresentou um resultado médio de 416 mg/L. Apesar da elevada faixa de variação (102 – 1159 mg/L), o valor médio se encontra dentro da faixa citada pela literatura para esta variável. No caso da DQO os valores encontrados foram superiores aos da literatura. A média de DQO foi de 968 mg/L, acima da faixa de 450 – 800 mg/L (VON SPERLING, 2005). Por outro lado, a relação DQO/DBO ficou dentro da faixa de valor de 1,7 e 2,4 encontrado na literatura, possuindo uma média de 2,3.

Em razão das diferenças encontradas dentro do Estado do Rio Grande do Norte, optou-se por calcular não apenas a média geral do estado, mas também as médias para as diferentes regiões administrativas da Companhia de Saneamento do Estado (Tabela 02).

Tabela 02. Valores médios de variáveis do esgoto bruto para as regionais administrativas no estado do RN.

Regional	DBO (mg/L)	DQO (mg/L)	pH	Sólidos Sedimentáveis (ml/L)	Temp. (°C)	Coliformes Termotolerantes (UFC/100 ml)	Fósforo total (mg/L)
Assu	396	1302	7,3	15,9	28,4	$7,43x10^{8}$	23,00
Caicó	367	1311	7,3	7,9	28,2	$1,33x10^{10}$	18,52
Litoral Sul	415	973	7,0	6,1	27,6	$3,66x10^{9}$	17,65
Mossoró	327	776	7,5	3,7	29,9	$1,20x10^{8}$	7,99
Natal Norte	314	1382	7,0	8,7	29,3	$3,11x10^{9}$	11,36
Natal Sul	282	1006	7,5	9,1	28,6	$1,17x10^{9}$	13,20
Pau dos Ferros	407	1015	7,3	10,3	28,0	$2,51x10^{9}$	8,50

Ao avaliar a eficiência dos sistemas monitorados, dentre as regiões analisadas, a que apresentou melhor desempenho foi a Região Litoral Sul, onde a DBO foi reduzida em média em 84%. A DQO na mesma região decaiu de 973 mg/L para 286 mg/L, correspondendo a uma eficiência de 70%. A região que apresentou pior eficiência em termos de remoção de DBO e DQO foi a Região Natal Sul, com apenas 43% e 50%, respectivamente.

A análise permite afirmar que a maioria das regiões está com uma eficiência de remoção de DBO abaixo do esperado. Em relação à remoção de DQO, as regiões também não apresentaram resultados satisfatórios.

A análise do esgoto bruto das regionais demonstrou que as concentrações de coliformes termotolerantes variaram, entretanto não se pode afirmar que as cargas possuíram uma variação significativa. Provavelmente, essas variações ocorreram em virtude das vazões de contribuição serem diferentes, o que condicionou a uma maior concentração desse parâmetro.

Avaliação da Eficiência em Função da Configuração

A eficiência dos sistemas de lagoas de estabilização é dependente do tipo de configuração que os mesmos possuem, pois as peculiaridades construtivas e hidráulicas interferem na remoção de determinados constituintes. Dessa forma, fez-se uma análise da eficiência conforme os tipos de reatores presentes no sistema.

A Tabela 03 apresenta a eficiência média de DBO, DQO e Coliformes termotolerantes por tipologia de configuração das ETE´s.

Tabela 03. Eficiência média na remoção de DBO, DQO e coliformes termotolerantes das ETE´s em função das suas configurações.

Configuração do sistema	Eficiência média (%)		
	DBO	DQO	Coliformes
TS + F2	41	42	95,4
F1	44	45	96,0
F1+M1	56	56	98,3
F1+M1+M2	65,8	66,9	99,6

Como esperado a série formada por lagoa facultativa primária seguida por duas lagoas de maturação foi a que apresentou, em média, melhor desempenho nas remoções de matéria orgânica e microorganismos. Por outro lado, os sistemas com tanques sépticos precedendo uma lagoa facultativa secundária foram os que apresentaram pior desempenho. Vale salientar que nestes sistemas, os tanques sépticos são precariamente operados e estão completamente cheios de lodo, funcionando praticamente como caixas de passagem, e causando sobrecarga orgânica nas lagoas facultativas secundárias que provavelmente trabalham como facultativas primárias ou até mesmo como lagoas anaeróbias.

Como os sistemas de maior representatividade do RN são os compostos por lagoa facultativa primária, seguida de duas lagoas de maturação, fez-se um monitoramento de 10 desses sistemas, de forma a ser ter uma representatividade de todas as regionais do Estado. É importante salientar que desses sistemas, três não são gerenciados pela CAERN, mas sim pelo SAAE ou Município. O monitoramento ocorreu entre os anos de 2009 e 2010, e avaliou-se a remoção de DBO, DQO e coliformes termotolerantes.

A remoção média de DBO foi mais significativa nas lagoas facultativas, conforme sugere a literatura, apresentando remoções em torno de 66,50 mg/l; já para as lagoas de maturação 1 e 2 as remoções foram menores devido esses sistemas serem mais eficientes na remoção de coliformes termotoletarantes, e suas remoções foram em torno de 5,99 e 22,60%, respectivamente, conforme ilustra a Figura 02. A remoção de uma forma geral conseguiu eficiências médias em torno de 73,63%, embora essa eficiência seja maior que a eficiência encontrada na Tabela 03, para o mesmo tipo de configuração, a mesma não alcança as eficiências para qual foram projetadas.

Assim como, para o parâmetro avaliado anteriormente, a DQO também apresentou remoções significativas na lagoa facultativa com média de 53,62% e para as lagoas de maturação 1 e 2 as remoções foram de 22,6 e 27,2 %, respectivamente, conforme ilustra a Figura 03. A média da eficiência geral desses sistemas ficou em torno de 73, 87% e também não atinge as eficiências para os quais foram projetados, vale salientar que os sistemas não possuem operação e manutenção adequada e isso pode influenciar no resultado da eficiência geral desses sistemas.

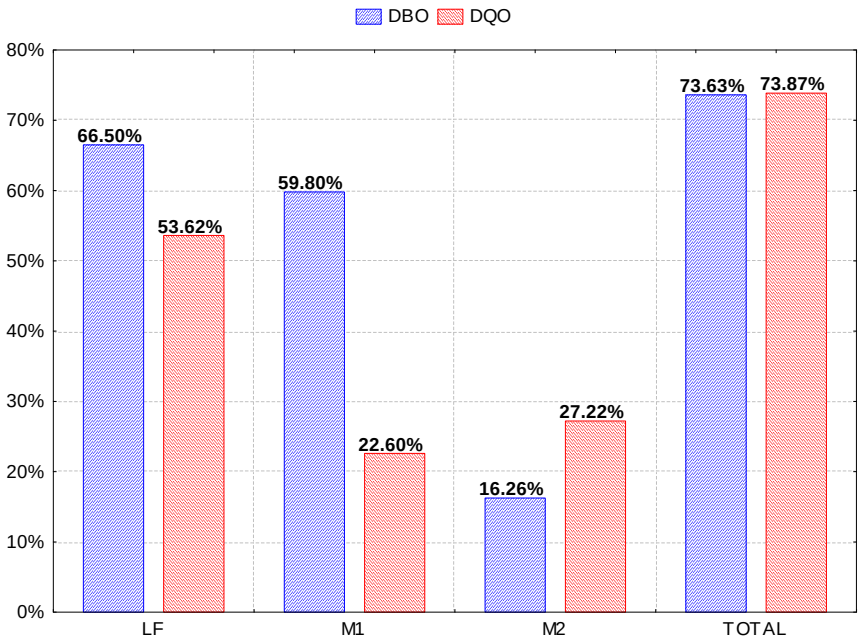


Figura 02. Remoção de DBO e DQO para a configuração predominante no RN.

A remoção de coliformes termotolerantes foi baixa, pois muitos dos sistemas presentes no RN sofrem sobrecarga orgânica, apresentam tratamento preliminar ineficiente, presença excessiva de lodo, bem como escuma e macroalgas na superfície. A Figura 03 apresenta as remoções médias obtidas nos 10 sistemas monitorados entre 2009 e 2010. As lagoas de maturação não obtiveram boas remoções, visto que elas já recebem um efluente com uma carga orgânica superior à adequada, e isso tende a dificultar o decaimento bacteriano, pois os níveis de pH e oxigênio dissolvido são baixos, e a concentração de sólidos suspensos é alta. Além disso, essa configuração com somente duas lagoas de maturação não viabiliza significativas remoções de microorganismos.

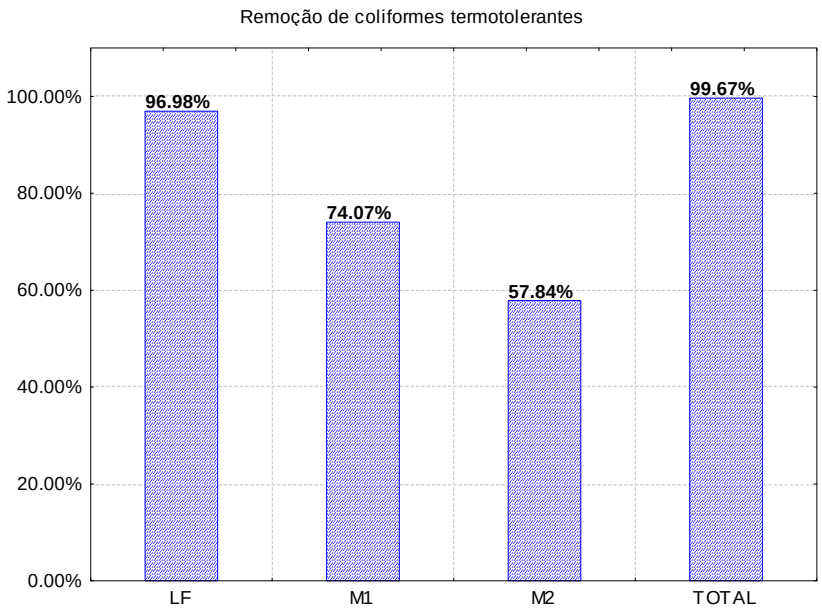


Figura 03. Remoção de coliformes termotolerantes para a configuração predominante no RN.

Considerando todo estado a eficiência média de remoção de DBO foi de 55%, de DQO foi de 58% e de coliformes termotolerantes foi de 99,67%. O efluente final lançado no meio ambiente apresenta concentrações médias de 166 mg/L, 580 mg/L e 2,9x10^6 ufc/100 ml, respectivamente para DBO, DQO, e coliformes termotolerantes. É importante destacar, no entanto, que pela configuração dos sistemas, com no máximo duas lagoas de maturação, não se pode esperar uma remoção tão significativa de microorganismos. As baixas eficiências podem estar associadas às deficiências operacionais e de manutenção das ETEs. Na Figura 04, por exemplo, pode ser visualizada a situação encontrada em algumas delas.



Figura 04. Situações observadas nas ETE´s. A) Lagoa de Maturação da ETE Regomoleiro (São Gonçalo), ressaltando a presença intensa de vegetação. B) Caixa de Areia da ETE Regomoleiro, com acúmulo excessivo de sólidos e o gradeamento danificado. C) ETE Cemitério (Santana do Seridó), presença de vegetação arbustiva na estrutura da lagoa. D) Caixa de Inspeção da ETE Jardim Lola I (São Gonçalo), acúmulo excessivo de sólidos.

CONCLUSÕES

A maioria das lagoas de estabilização estudada apresentou eficiências inferiores àquelas previstas na literatura. Quanto à eficiência por Regional, as séries obtiveram remoções médias de DBO, DQO e coliformes entre 43-85%, 50-71% e 99,4-99,9%, respectivamente. Quanto à eficiência por tipologia de configuração, confirma-se o melhor

desempenho das séries compostas por uma facultativa, seguida de duas de maturação. As eficiências abaixo do esperado, para certas configurações podem estar associadas com a má operação e manutenção, sendo necessário o estabelecimento de um maior controle operacional dos sistemas. Deve ser considerado também o fato de que alguns sistemas já estão com o seu período de projeto vencido a as ampliações previstas nos sistemas não foram realizadas.

AGRADECIMENTOS

À Fundação Nacional de Saúde (FUNASA-BRASIL) pelo financiamento do projeto de pesquisa, o qual este trabalho está incluso (convênio nº 1237/07).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOCIATION (APHA); AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION (AWWA); WATER ENVIRONMENT FEDERATION (WEF). **Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater** . 21ed. 2005.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Pesquisa Nacional de Saneamento Básico: 2000**. Disponível em: < http://www.ibge.gov.br> . Acesso em 20/12/2006.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). **População Estimada em 2007**. Disponível em http://www.ibge.gov.br/estadosat/perfil.php?sigla=rn . Acesso 31/06/2009.

SILVA FILHO, P. A. et al. Predominância de lagoas de estabilização tipo facultativa no Nordeste Brasileiro. In: **SEMINÁRIO INTERNACIONAL DE ENGENHARIA DE SAÚDE PÚBLICA**, Fortaleza-CE . Brasília: FUNASA, 2006. P.253-257.

VON SPERLING, M. **Lagoas de estabilização**. 2. ed. rev. e atual. Belo Horizonte: UFMG/DESA, 2002.

VON SPERLING, Marcos. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. 3ºEd. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e ambiental; Universidade de Minas Gerais; 2005.

EFICIÊNCIA ENERGÉTICA EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

O caso Águas do Cávado

Ricardo V. R. COSTA FERREIRA (1)

1 PALAVRAS-CHAVE

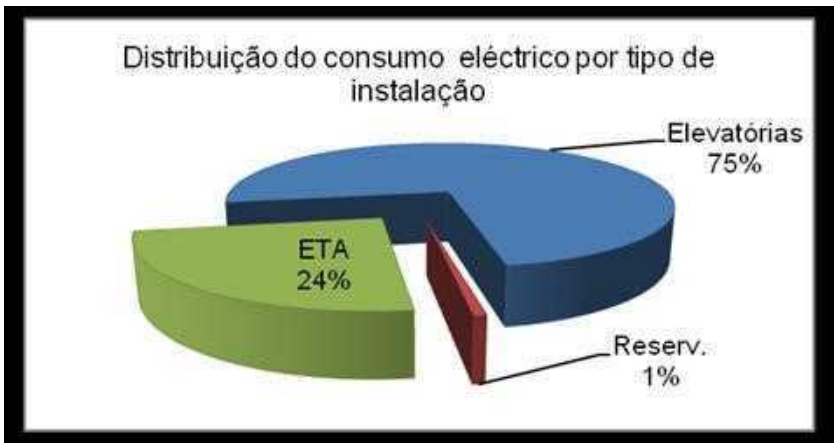
Eficiência Energética

Plano Energético

Redução no consumo

2 INTRODUÇÃO

A empresa Águas do Cávado, SA, possuía em funcionamento, em 2009, 70 infra-estruturas consumidoras de energia eléctrica, totalizando uma potência instalada de 16.000 MVA, que gerou um consumo global de 26.876.188 kWh, dos quais 99% pertencem aos equipamentos de força - motriz.



(1) Eng.ª Electrotécnica – Ramo Sistemas Eléctricos de Energia
Responsável pelo Plano de Gestão Sustentável de Energia
Águas do Cávado, S.A. – Lugar de Gaído - Barcelos – 4755-045 Areias de Vilar
E-mail: ricardo.ferreira@aguas-cavado.pt
Telf: + 351 253 919 020 – Fax: + 351 253 919 029

3 LEVANTAMENTO ENERGÉTICO

A opção pela realização interna dos trabalhos de eficiência energética provém do pacote de medidas, que foram estipuladas no Plano de Gestão Sustentável de Energia, aprovado pela Administração e que está a ser realizado no Comité Interno para a Energia denominado de Grupo de Eficiência Energética. Este plano aborda a política energética da empresa no que diz respeito às linhas orientativas para a promoção da eficiência energética.

3.1 Implementação de Variadores de Frequência

A implementação de variadores de frequência contou com o financiamento de 50% a fundo perdido comparticipado pela ERSE através do PPEC, no âmbito das políticas energéticas Nacionais. A abertura da válvula altimétrica[2] nos reservatórios a jusante das elevatórias e a introdução de Variadores de Frequência possibilitou a redução no consumo e custo eléctrico associado de 260 MWh e 17.759 euros, respectivamente.

3.1.1 Deslocação do Ponto de Funcionamento

A deslocação do ponto de funcionamento das bombas em algumas Estações Elevatórias foi efectuada a partir da alteração da linha de descarga[3] nomeadamente através da abertura da válvula de descarga existente. Com esta medida foi possível diminuir às perdas de carga deslocando a curva do sistema e que permitiu reduzir no consumo anual em 9 MWh.

3.1.2 Motores de Classe EFF1

A opção pela substituição dos motores de menor eficiência ou EFF3, por motores mais eficientes ou de classe EFF1, está devidamente justificada no pacote de medidas para a promoção da eficiência energética, promovido pela Comissão Europeia.

Assim e após medição dos consumos eléctricos em alguns locais, foi aferida a classificação energética dos equipamentos e optou-se pela substituição destes, por equipamentos com menores perdas resultando numa redução no consumo eléctrico em 10% (16 MWh).

[2] SAVE II Programe 2000
[3] EDSON MATTOS (1998). Bombas Industriais. 2nd Ed. Rio de Janeiro

3.1.3 Software Utilizado



Para comparar os motores EFF3 com EFF1 utilizou-se o software[4] EuroDEEM International. Este programa, desenvolvido pelo centro de pesquisa da Comissão Europeia, pelos Recursos Naturais do Canadá, pelos Departamentos de Energia dos Estados Unidos da América e Reino Unido e por duas Associações do Cobre nomeadamente a Internacional e a do Chile, determina o potencial de redução no custo e consumo através da comparação dos motores.

4 RESULTADOS FINAIS

A eficiência energética conduziu a reduções no consumo e custo eléctrico associado de 300.654 kWh e 19.060 euros, respectivamente.

[4] http://re.jrc.ec.europa.eu/energyefficiency/motorchallenge/index.htm

EFICIÊNCIA NA RETENÇÃO DE EMISSÕES DE BIOGÁS EM CAMADAS DE COBERTURA DE ATERROS SANITÁRIOS: ESTUDO DE CASO EM OLINDA, PE - BRASIL

Maria Odete Holanda Mariano*

Professora Adjunta do Núcleo de Tecnologia do Centro Acadêmico do Agreste da UFPE. Doutora pela Universidade Federal de Pernambuco. Pesquisadora do Grupo de Resíduos Sólidos – GRS/UFPE.

José Fernando Thomé Jucá

Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da UFPE. Doutor pela Universidad Politécnica de Madrid. Coordenador do Grupo de Resíduos Sólidos – GRS. Coordenador dos Projetos PRONEX, PROSAB e CHESF na área de resíduos sólidos urbanos. Consultor do Ministério do Meio Ambiente e PNUD.

*Endereço: Rua dos Navegantes, nº 1541 ap. 701. Boa Viagem – Recife –PE. CEP: 51020-010. Telefone: 81-96559091 ou 81-33262638 e-mail: odete@ufpe.br

Palavras Chaves: camadas de cobertura, caracterização geotécnica, emissões de gases, ensaios de campo, ensaios de laboratório, aterros sanitários.

INTRODUÇÃO

As camadas de cobertura das células dos aterros de resíduos sólidos urbanos funcionam como um isolante entre a massa de resíduos e o ambiente externo. Esta camada também é responsável por evitar a entrada de água na massa de resíduos, bem como, a saída de gases para a atmosfera.

Atualmente no Brasil, os aterros sanitários são a principal forma de destinação final dos resíduos sólidos urbanos, além de serem utilizados como fonte de geração de energia. Neste sentido, as camadas de cobertura são elementos essenciais para redução de emissões, contribuindo com a redução da contaminação do ar e suas conseqüências ao efeito estufa. O gás metano (CH_4) é o segundo maior contribuinte para o aquecimento global, atrás apenas do dióxido de carbono (CO_2) entre as emissões antrópicas de gases do efeito estufa. Estima-se que o CH_4, seja 21 vezes mais prejudicial que o CO_2 no aprisionamento de calor na atmosfera.

Essa camada também é responsável por evitar a entrada de água no interior da massa de resíduos, que traz como conseqüência uma maior dificuldade no tratamento de lixiviados. Esses fatos por si só, revelam a importância do correto dimensionamento e da adequada operação de construção destes elementos dos aterros.

A camada de cobertura deve possuir uma série de características como, por exemplo, baixa permeabilidade à água e durabilidade, ao longo do tempo.

Normalmente, estes sistemas são confeccionados com uso de materiais argilosos que são dispostos sobre os RSU para obtenção de uma camada de espessura considerável.

MATERIAIS E MÉTODOS

O estudo sobre a eficiência da retenção de gases por camadas de cobertura foi realizado no aterro de resíduos sólidos de Aguazinha - PE situa-se no Município de Olinda, zona norte da Região Metropolitana do Recife (RMR). A Figura 1 ilustra a localização do Município de Olinda em relação ao Estado de Pernambuco e ao Brasil.

O município de Olinda possui uma área de 40.83 Km^2 e população de 368.666 habitantes (IBGE, 2000), cuja parcela urbana é 361.323 habitantes e a rural 7.343 habitantes, o que corresponde a 98% e 2% respectivamente.

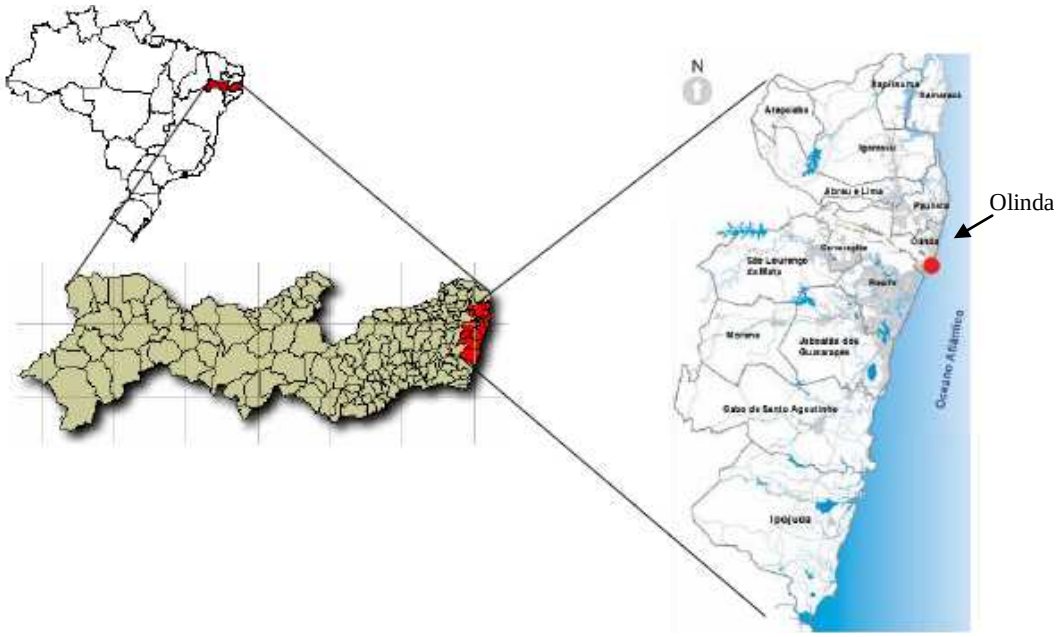


Figura 1 – Localização do Município de Olinda, Pernambuco

O Aterro Controlado de Aguazinha está localizado na margem esquerda da II Perimetral, sentido Recife-Olinda, distando 0,8 Km do cruzamento com a Avenida Presidente Kennedy. Embora o zoneamento urbano a classifica como Zona de Transição Urbana, limítrofe com a Zona Rural, a ocupação urbana em seu entorno é bastante acentuada. Além de habitações de baixa renda, tipologia habitacional predominante, a área também abriga o Pólo Televisivo. A maior distância até o limite do município é de cerca de 10 km, ou seja, sob o ponto de vista da distância média de transporte a área situa-se numa posição privilegiada (Prefeitura Municipal de Olinda, 2006).

O aterro de resíduos sólidos de Aguazinha - PE recebe diariamente, em média 400 toneladas de resíduos sólidos urbanos, sólidos volumosos (entulhos e raspagens) e resíduos de podas vegetais correspondendo a um total aproximado de 12.000 toneladas/mês, cuja composição gravimétrica compreende: 52% de matéria orgânica, 19% de papel, 12% de plástico, 5% de vidro, 3% de metal e 9% outros.

Este trabalho apresenta os principais resultados de uma pesquisa desenvolvida para avaliar a influência dos principais índices, propriedades e parâmetros do solo na retenção dos gases pela camada de cobertura do aterro de resíduos sólidos. Neste sentido foram realizados ensaios de campo em toda a área da Célula nº 1 do aterro e coleta de amostras de solo para ensaios laboratoriais. A Figura 2 apresenta uma vista geral do aterro enquanto que a Figura 3 apresenta a localização dos ensaios geotécnicos realizados in situ.



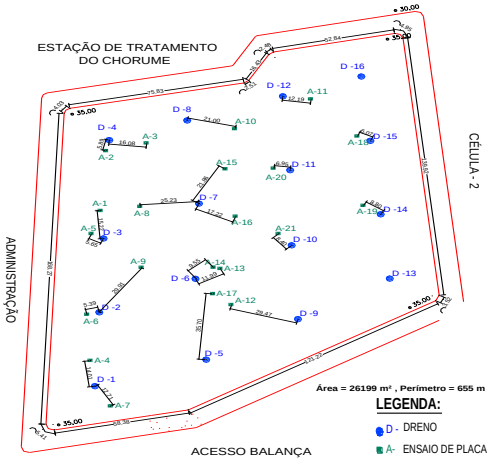


Figura 2– Vista Geral do Aterro Figura 3 – Localização dos ensaios geotécnicos

Os ensaios de campo tiveram como finalidade determinar as emissões de gases pela camada de cobertura, determinação da espessura de solo, concentração e pressão do biogás no contato solo-resíduo, coleta de material para ensaios de laboratório além da determinação da concentração e vazão do biogás pelos drenos de gases. Os ensaios de campo corresponderam: a) placa de fluxo estática para determinação do fluxo pela camada de cobertura; b) medição da concentração e pressão dos gases no contato solo-resíduo por meio de um dispositivo de medição de pressão e concentração; c) determinação da espessura da camada de cobertura; d) coleta de material para ensaios de laboratório.

A investigação geotécnica realizada consistiu na realização de ensaios para caracterização do solo de cobertura (análise granulométrica, limites de consistência, peso específico dos grãos, compactação Proctor Normal e permeabilidade) com o objetivo de correlacionar as características e propriedades dos solos com a retenção de gases pela camada de cobertura.

RESULTADOS

- As emissões de metano (CH4) pela camada de cobertura do aterro corresponderam a uma fração superior aos valores medidos no sistema de drenagem de gases implantado no aterro, demonstrando um dimensionamento ineficiente para redução de emissões;

- O solo utilizado na camada de cobertura possui características inadequadas. A espessura da camada variou entre 0,20 e 0,70m e o grau de compactação do solo variou entre 76 e 104% indicando que durante a execução da camada de cobertura não ocorreu controle topográfico nem de compactação da mesma.

- Os resultados indicaram grande influência do grau de compactação do solo e das pressões no contato solo-resíduo nas emissões de metano (CH_4) para a atmosfera.

- Em geral, para solos com grau de compactação acima de 90%, o percentual de retenção de CH_4 também foi maior que 90%, indicando uma influência muito forte do grau de compactação da amostra na retenção de CH_4. Para solos com grau de compactação menor que 90%, outros fatores tornam-se de maior influência para a retenção de metano.

ELABORAÇÃO DO INVENTÁRIO DE RESÍDUOS SÓLIDOS DA UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DE PERNAMBUCO

Vicente de P. SILVA[(1)] ;Rosangela G. TAVARES[(2)] ;Matheus PESSOA[(3)] ; Luane L. SILVA[(3)]; Soraya G. El-DEIR[(4)].

Palavras-chave: gestão ambiental, gerenciamento de resíduos, poluição, resíduos sólidos

A disposição inadequada de resíduos apresenta-se como um dos problemas ambientais mais críticos da atualidade, seja pelo passivo originado de instalações industriais, pelas instituições ou organizações. A geração de resíduos perigosos não é exclusividade da indústria química, ainda que em termos de volume gerado e periculosidade a referida indústria é a que mais contribui. Desta forma, o gerenciamento dos resíduos perigosos produzidos pelas instituições de ensino e pesquisa não pode ser negligenciado.

Este artigo teve como objetivo identificar, caracterizar e quantificar os resíduos gerados nos laboratórios do *Campus* da Universidade Federal Rural de Pernambuco (UFRPE), no bairro de Dois Irmãos na cidade do Recife. A pesquisa tratou em realizar um estudo de caráter quantitativo, do tipo descritivo-exploratório, utilizando questionários como metodologia. Os questionários revelaram que os principais produtos utilizados nos laboratórios são ácidos e solventes orgânicos, seguido de sais e bases.

A questão dos resíduos sólidos no Brasil tem sido amplamente discutida na sociedade, a partir de vários levantamentos da situação atual brasileira e perspectivas para o setor (JUCÁ *et al.*, 2005). Na antiguidade o lixo era produzido em pequena escala e era constituído essencialmente de restos de alimentos. O lixo e o consumo são fenômenos indissociáveis, porquanto o aumento da sociedade de consumo, associado ao desordenado processo de urbanização, proporciona maior acesso aos produtos (FIORILLO, 2007), aumentando o volume e a diversidade dos resíduos gerados nas áreas urbanas.

Nas operações dos laboratórios de pesquisa, muitas vezes são gerados resíduos em pequenas quantidades, sendo difícil prever ações voltadas à sua minimização, pois os procedimentos são frequentemente modificados. Assim com a mudança dos procedimentos ocorre a geração de estoques de produtos não mais utilizados, sendo alguns deles extremamente danosos ao meio ambiente e à saúde humana. Nos casos de laboratórios de universidades, a definição de gerador é imprecisa, pois são muitos os envolvidos e que mudam constantemente, o que por sua vez provocam um uso contínuo e simultâneo de diversos procedimentos e produtos num mesmo ambiente.

A pesquisa foi realizada no *campus* sede da Universidade Federal Rural de Pernambuco localizado no bairro de Dois Irmãos na cidade do Recife. Nessa unidade

existem 77 laboratórios que são usados para fins didáticos e científicos. Foram adotados os seguintes critérios: (1) laboratório pertencer ao campus Dois Irmãos da UFRPE; (2) funcionamento para aulas ou pesquisas; e (3) responder ao questionário completo. Como critério de exclusão foi adotado o critério do laboratório não está inserido no *campus* universitário; não estar em funcionamento e não responder ao questionário.

Os resultados mostram que os principais produtos utilizados são ácidos e solventes orgânicos (22% e 21% em ordem de citação), seguido dos sais e bases respectivamente (Figura 1). E ainda, uma percentagem de 14% de outros tipos de produtos, compostos por: inseticidas, acrilamida, trizol, syber, 2-mercaptoethanol, formaldeido, formol, álcool, corantes e conservantes (bronopol, azidiol**),** os quais são prejudiciais a saúde humana.

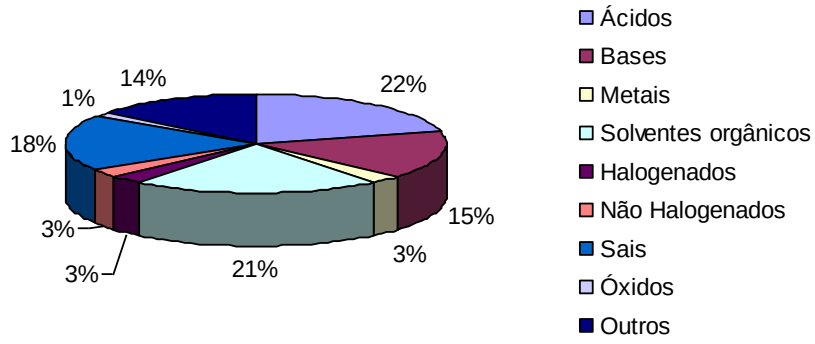


Figura 1 - Tipos de substâncias utilizadas nos laboratórios

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

FIORILLO, C.A.P. **Curso de Direto Ambiental Brasileiro**. 8. ed. São Paulo: Saraiva, 2007. 554 p.

JUCÁ, J.F.T. *et al.* Geotecnia Ambiental aplicada a aterros de resíduos sólidos. In: GUSMÃO, A.D. *et al.* (orgs.) **Geotecnia no Nordeste**. 2. ed. Recife, PE: Editora Universitária UFPE, 2005. 543 p.

([1]) Engenheiro Agrônomo, Professor Adjunto do Departamento de Tecnologia Rural – DTR/UFRPE, Rua Dom Manoel de Medeiros, s/n – Dois Irmãos, Recife. E-mail: vicpaula@dtr.ufrpe.br .Fone: +55(081)33206277;
([2]) Engenheira Química, MSc. em Engenharia Civil – Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos. Professora Assistente do Departamento de Tecnologia Rural – DTR/UFRPE, rua Dom Manoel de Medeiros, s/n – Dois Irmãos, Recife. E-mail: r.tavares@dtr.ufrpe.br. Fone: +55(081)33206262;
([3]) Estudante de Engenheira Agrícola e Ambiental, UFRPE- PE, rua Dom Manoel de Medeiros, s/n – Dois Irmãos, Recife. E-mail: tatyambiental@hotmail.com. Fone: +55(081)33206262
([3]) Estudante de Engenheira Agrícola e Ambiental, UFRPE- PE, rua Dom Manoel de Medeiros, s/n – Dois Irmãos, Recife. E-mail: diogoagriambi@hotmail.com Fone: +55(081)33206262
([4]) Licenciada em Ciências Biológicas. Doutora em Oceanografia (UFPE). Professora Assistente do Departamento de Tecnologia Rural – DTR/UFRPE, rua Dom Manoel de Medeiros, s/n – Dois Irmãos, Recife. E-mail: sorayageldeir@gmail.com Fone: +55(081)33206262.

EPANET DE ALTO DESEMPENHO

Aplicação do algoritmo do gradiente conjugado pré-condicionado

João M. S. MURANHO[1]; Ana M. S. FERREIRA[2]; Abel J. P. GOMES[3]; Alfeu SÁ MARQUES[4]

RESUMO

O EPANET é uma das aplicações informáticas mais utilizadas por toda a comunidade técnica e científica na modelação hidráulica de sistemas de abastecimento. Para resolver o sistema de equações, resultante da linearização das leis da conservação da massa e da energia, o EPANET recorre a um método directo (decomposição de Cholesky). A decomposição de Cholesky de matrizes esparsas de grandes dimensões é afectada pelo fenómeno do enchimento (*fill-in*), o qual implica elevados tempos de preparação antes da obtenção da solução.

Neste trabalho determina-se a solução do sistema de equações aplicando o método do gradiente conjugado pré-condicionado (usando como pré-condicionador a factorização incompleta modificada de Cholesky) e estuda-se, para os dois métodos, a forma como o aumento da dimensão do (modelo do) sistema de abastecimento influencia o tempo de processamento.

A resolução do sistema de equações faz-se em CPU (computador corrente) e em GPU (placa gráfica) de última geração. Os modelos de sistemas de abastecimento de água de teste foram gerados sinteticamente com diferentes níveis de conectividade e dimensões (de 25 000 a 500 000 nós). Os resultados mostram que o método de Cholesky geralmente é a escolha adequada quando se pretende fazer a análise da evolução do comportamento do sistema de abastecimento ao longo de um longo período de tempo.

[1] *Mestre em Tecnologias e Sistemas de Informação, Doutorando Eng. Ambiente, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Pinhal de Marrocos (Pólo 2), 3030-788 Coimbra – Portugal; IMAR- Instituto do Mar, Departamento de Zoologia, F.C.T. Universidade de Coimbra, 3004-517 Coimbra – Portugal; Instituto de Telecomunicações, Universidade da Beira Interior, Rua Marquês d'Ávila e Bolama, 6200-001 Covilhã, muranho@mail.telepac.pt*

[2] *Mestre em Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente, Prof.ª Adjunta do Departamento de Engenharia Civil, Escola Superior de Tecnologia, Instituto Politécnico de Castelo Branco, Avenida do Empresário, 6000-767 Castelo Branco – Portugal, +351 272 339 300, amferreira@ipcb.pt*

[3] *Doutor em Eng.ª Informática, Prof. Associado do Departamento de Informática, Universidade da Beira Interior, Rua Marquês d'Ávila e Bolama, 6200-001 Covilhã, +351 275 319 891; Instituto de Telecomunicações, Universidade da Beira Interior, agomes@di.ubi.pt*

[4] *Doutor em Eng.ª Civil; Prof. Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Pinhal de Marrocos (Pólo 2), 3030-788 Coimbra – Portugal, +351 239 797 100; IMAR- Instituto do Mar, Departamento de Zoologia, F.C.T. Universidade de Coimbra, 3004-517 Coimbra – Portugal, jasm@dec.uc.pt*

Palavras-chave: EPANET, factorização incompleta de Cholesky, GPU, gradiente conjugado pré-condicionado, matrizes esparsas, resolução de sistemas de equações.

1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento optimizado, a calibração e a operação/exploração de modelos de sistemas de abastecimento de água são tarefas complexas e morosas que exigem grande capacidade de resposta das ferramentas informáticas e dos respectivos meios computacionais. A crescente utilização da modelação de sistemas de abastecimento de água em domínios relacionados com o transporte de substâncias no seio da água (estudos epidemiológicos, identificação de origens de contaminação, localização de estações de recloragem, etc.) tem levado à construção de modelos mais complexos. A geração de modelos incluindo todos os troços do sistema de abastecimento de água está de certa forma facilitada pela utilização de ferramentas integradas (ou compatíveis) com sistemas de cadastro ou sistemas de informação geográfica.

Modelos muito pormenorizados têm uma calibração mais difícil e são mais exigentes do ponto de vista computacional. Dada a facilidade em construir modelos de sistemas de abastecimento de forma (quase) automática, é de grande importância conhecer como varia o desempenho dos meios computacionais com o aumento da dimensão do modelo de modo a ser possível ajustar e controlar o nível de completude deste.

As evoluções tecnológicas dos meios computacionais da última década (ao nível das CPU's e GPU's multi-núcleo) têm dado um importante contributo para o aumento de desempenho, contudo, para se obter um melhor aproveitamento das novas capacidades de computação é necessário adaptar os programas existentes. A adaptação de *software* é uma tarefa morosa e frequentemente exige a reescrita de uma parte considerável do código.

O EPANET permite efectuar a modelação do comportamento hidráulico e da qualidade da água em sistemas de abastecimento de água sob pressão, Rossman (2000). O EPANET emprega o Algoritmo do Gradiente Global, proposto por Todini e Pilati (1987), para a resolução do sistema de equações não-lineares que descreve o sistema de abastecimento do ponto de vista hidráulico (leis da conservação da massa e da energia). A matriz de coeficientes do sistema de equações resultante da linearização é esparsa, simétrica e definida positiva.

O EPANET usa um método directo (factorização de Cholesky) proposto por George e Liu (1981) para a resolução do sistema de equações lineares, tirando partido da esparsidade da matriz de coeficientes (uma vez que a grande maioria dos coeficientes é zero). Durante o processo de factorização do método de Cholesky, ocorre o fenómeno do enchimento (*fill-in*) que leva à produção de elementos não-zero nos factores (de Cholesky) em posições contendo zero na matriz inicial. Esta criação de "novos" não-zeros para além de trazer complicações em termos de espaço de armazenamento (memória), atrasa também a obtenção das soluções, donde é importante avaliar até que ponto este fenómeno prejudica a obtenção das soluções quando os modelos têm dimensões muito elevadas. Por outro lado, é também importante averiguar se outros métodos, nomeadamente métodos iterativos, podem ser usados para a resolução do sistema de equações e qual o seu desempenho quando integrados no EPANET. Todini E., Pilati S. (1987) sugeriram a utilização do método do gradiente conjugado com pré-condicionador obtido por factorização incompleta de Cholesky. Contudo, os autores não conhecem qualquer estudo que compare estas duas abordagens no contexto dos sistemas de abastecimento de água.

Um factor que muito contribui para o desempenho dos métodos de resolução de sistemas de equações é a estrutura de dados usada para armazenar a matriz dos coeficientes, sobretudo quando esta é esparsa. A implementação do método de Cholesky proposta por George e Liu (1981), baseada no formato compacto de armazenamento por colunas (CSC – *Compressed Sparse Column format*), é muito eficiente. Muranho *et. al.* (2010) estudaram outros formatos de armazenamento e concluíram que o formato ELLPACK (Kincaid *et. al.* (1989)) permite níveis de desempenho semelhantes ao formato CSC. Nesse trabalho, os autores usaram uma placa gráfica com capacidades de processamento paralelo (GPU NIVIDIA GeForce GTX 280) para resolver o sistema de equações. Contudo os resultados não mostraram melhorias de desempenho quando comparado com o método original. Este fraco desempenho deveu-se sobretudo à distribuição dos coeficientes da matriz imposta pelo algoritmo de ordenação usado pelo EPANET (*minimum degree algorithm*) aquando da fase da factorização simbólica do método de Cholesky.

Em Muranho *et. al. (*2009) os autores aplicaram o método do gradiente conjugado (Hestenes e Stiefel (1952)) com pré-condicionador de Jacobi para resolver o sistema de equações em GPU (NIVIDIA GeForce GTX 280). No entanto esta abordagem não se revelou vantajosa devido à matriz não ser diagonal dominante, o que leva a que o algoritmo do gradiente convirja muito lentamente para este pré-condicionador. O uso de pré-condicionadores apropriados pode acelerar de forma significativa o processo de cálculo. A matriz de coeficientes do sistema linearizado é uma matriz de Stieltjes (matriz real, simétrica e definida positiva, onde os elementos posicionados fora da diagonal são não-positivos), o que garante a existência de um pré-condicionador, obtido via factorização incompleta modificada de Cholesky, com boas propriedades de convergência. Portanto, no presente trabalho, explora-se o uso deste pré-condicionador, através da sua incorporação no EPANET, de modo a avaliar o seu desempenho.

Dada a dificuldade em obter configurações de sistemas de abastecimento de água reais com grandes dimensões, neste trabalho usaram-se modelos gerados artificialmente. Deste modo conseguiu-se ultrapassar a relutância das entidades gestoras em fornecer os seus modelos de trabalho e simultaneamente conseguiu-se produzir redes com diferentes níveis de conectividade e dimensões (de 25 000 a 500 000 nós) que normalmente não se encontram na literatura da especialidade (de facto, os autores não conhecem qualquer estudo que envolva modelos com semelhantes dimensões).

Para além da introdução, o artigo encontra-se estruturado da seguinte forma: na secção 2 faz-se uma breve introdução ao Algoritmo do Gradiente Global e aos métodos Cholesky e do gradiente conjugado para resolver sistemas de equações lineares. Faz-se ainda um breve apontamento sobre a utilização de placas gráficas na resolução de sistemas de equações. Na secção 3 apresenta-se o algoritmo para a criação de redes de distribuição de água fictícias e exportação dos modelos para ficheiros .inp (reconhecidos pelo EPANET). Na secção 4 apresentam-se os resultados dos testes comparativos envolvendo redes de diferentes dimensões e diferentes métodos para a resolução de sistemas de equações lineares. Por fim, na secção 5 apresentam-se algumas conclusões e propostas de desenvolvimentos futuros.

2 RESOLUÇÃO DE SISTEMAS DE EQUAÇÕES

O EPANET permite simular o modo de funcionamento de sistemas de abastecimento de água sob pressão, ao longo de um largo período de tempo. A simulação inicia-se com uma distribuição inicial de caudais, e depois prossegue, passo a passo, com a obtenção de novas cotas piezométricas e de novos caudais a partir destas. O modo de funcionamento do EPANET encontra-se ilustrado na Figura 1.

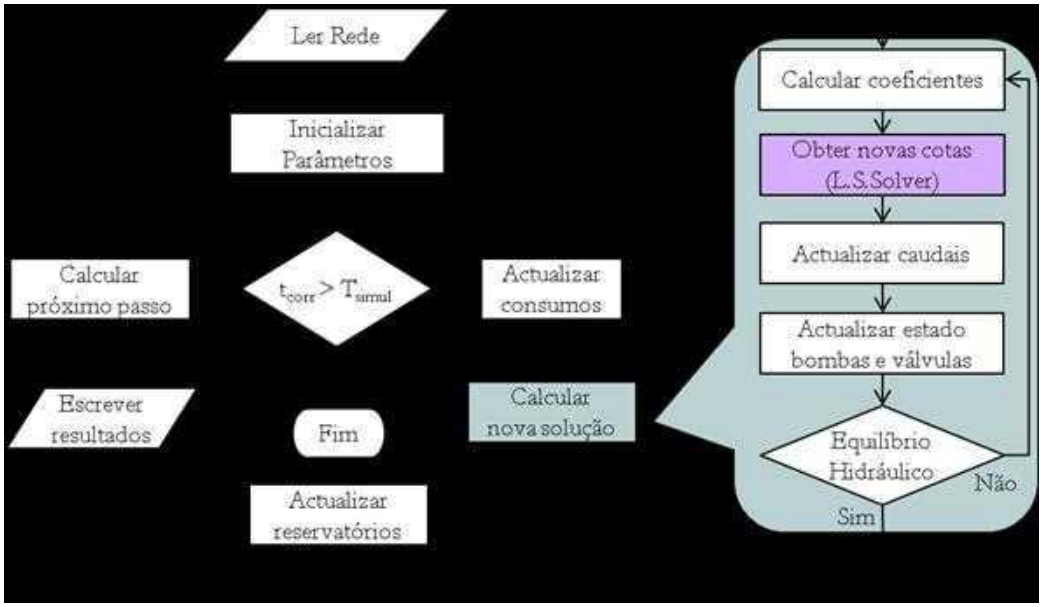


Figura 1 - Fluxograma da simulação hidráulica no EPANET. (A) simulação do comportamento do sistema durante um período longo do tempo (EPS – *Extended Period Simulation*). (B) ciclo para a obtenção das novas cotas piezométricas e dos novos caudais.

O EPANET emprega o Algoritmo do Gradiente Global proposto por Todini e Pilati (1987) para a determinação das cargas e dos caudais. Na subsecção 2.1 faz-se uma breve introdução a este algoritmo. A parte mais morosa, aquela que consome mais tempo de processamento, encontra-se em realce na Figura 1-B, e corresponde a resolver um sistema de equações lineares. Na subsecção 2.2 faz-se uma breve referência ao método do gradiente conjugado pré-condicionado para a resolução de sistemas de equações, dando um destaque especial à obtenção do pré-condicionador, via factorização incompleta de Cholesky. Esta secção termina com uma breve referência à utilização de placas gráficas dotadas de capacidades de processamento paralelo na resolução de sistemas de equações.

2.1 Algoritmo do Gradiente Global

O Algoritmo do Gradiente Global é um método de cálculo proposto por Todini (1979) para determinar o caudal das tubagens (Q) e as cotas piezométricas dos nós (H) do sistema de distribuição de água, supondo que o sistema se encontra em equilíbrio hidráulico. A verificação simultânea da conservação da massa e lei da conservação da energia pode ser traduzida em termos matriciais da seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q \\ H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -A_{10}H_0 \\ q \end{bmatrix} \quad (1)$$

Onde:

A_{11},	$(n_c \times n_c)$,	matriz diagonal, depende da expressão usada para a perda de carga nas condutas;
$A_{12}\,(=A_{21}^T)$,	$(n_c \times n_n)$,	matriz de incidência para os nós com carga desconhecida;
$A_{10}\,(=A_{01}^T)$,	$(n_c \times n_f)$,	matriz de incidência para os nós com carga conhecida;
$Q^T = [Q_1, \dots, Q_{nc}]$,	$(1 \times n_c)$,	caudal em cada conduta;
$q^T = [q_1, \dots, q_{nn}]$,	$(1 \times n_n)$,	solicitação nodal;
$H^T = [H_1, \dots, H_{nn}]$,	$(1 \times n_n)$,	carga nodal desconhecida;
$H_0^T = [H_0^T{}_1, \dots, H_0^T{}_{nf}]$,	$(1 \times n_f)$,	carga nodal fixa;

Com, n_c número de condutas com caudal desconhecido,
n_n número de nós com carga desconhecida,
n_f número de nós com carga conhecida.

A matriz de incidência A_{12} é definida da seguinte forma:

$$A_{12}(i,j) = \begin{cases} 1, & \text{se a conduta i leva caudal para o nó j} \\ 0, & \text{se a conduta i não está ligada ao nó j} \\ -1, & \text{se a conduta i recebe caudal do nó j} \end{cases}$$

A matriz A_{10} é definida de forma similar para os nós de carga conhecida.

Considerando a expressão de Hazen-Williams para o cálculo da perda de carga, a matriz A_{11} assume a seguinte forma:

$$A_{11} = \begin{bmatrix} R_1|Q_1|^{n_1-1} & & & \\ & R_2|Q_2|^{n_2-1} & & \\ & & \ddots & \\ & & & R_{n_c}|Q_{n_c}|^{n_{n_c}-1} \end{bmatrix} \quad (2)$$

onde R_i é constante e n_i é o expoente da função para a perda de carga, $i = 1, \dots, n_c$.

A primeira linha da matriz da equação (1) é não-linear. O método proposto por Todini e Pilati (1988) para a resolução do sistema de equações consiste em diferenciar a equação (1) relativamente a Q e H, supondo que os nós de extremidade das condutas têm carga diferente (caso contrário A_{11} tornava-se singular). Deste modo obtém-se:

$$\begin{bmatrix} N\,A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dQ \\ dH \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} dE \\ dq \end{bmatrix} \quad (3)$$

onde,

$$N = \begin{bmatrix} n_1 & & & \\ & n_2 & & \\ & & . & \\ & & & . \\ & & & & n_{n_c} \end{bmatrix}$$ matriz diagonal ($n_c \times n_c$),

$$dE = A_{11}Q^k + A_{12}H^k + A_{10}H_0$$
$$dq = A_{21}Q^k - q \quad (4)$$

Q^k e H^k são os caudais e as cargas da iteração k, respectivamente.

O Algoritmo do Gradiente Global conduz a um sistema de equações lineares $A\,x = b$ (para pormenores consulte-se Todini e Pilati (1988)), onde:

$$A = A_{21}\,(NA_{11})^{-1}\,A_{12}$$
$$x = H^{k+1} \quad (5)$$
$$b = -\{A_{21}N^{-1}\left(Q^k + A_{11}^{-1}A_{10}H_0\right) + (q - A_{21}Q^k)\}$$

A matriz de coeficientes é esparsa, simétrica e definida positiva. Todini e Pilati (1988) propõem resolver o sistema de equações usando o método do gradiente conjugado pré-condicionado, usando a factorização incompleta de Cholesky para obter o pré-condicionador.

2.2 Factorização incompleta de Cholesky

Os métodos numéricos para a resolução de sistemas de equações lineares, Ax = b, podem ser classificados em duas categorias: métodos directos e métodos iterativos.
Os métodos directos aplicados a matrizes esparsas são normalmente onerosos em temos de requisitos de memória, uma vez que a factorização leva à alteração da estrutura de esparsidade da matriz, com a criação de elementos não-zero em posições contendo zeros na matriz original, processo este conhecido por enchimento (*fill-in*).

De um modo geral, a resolução de um sistema de equações lineares onde a matriz A é esparsa, simétrica e definida positiva, usando a factorização de Cholesky consiste nos quatro passos seguintes:

1. Ordenação: encontrar uma ordenação para a matriz tal que o factor de Cholesky sofra pouco “fill-in”;
2. Factorização simbólica: determinar a estrutura não-nula de L e estabelecer uma estrutura de dados capaz de armazenar os não-zeros de L;
3. Factorização numérica: obter o factor de Cholesky;
4. Resolução de dois sistemas triangulares Ly = b e L^Tx = y.

Os métodos iterativos produzem aproximações sucessivas para obter soluções cada vez mais exactas em cada iteração. Tipicamente, um método iterativo envolve a selecção inicial de uma aproximação x^1 para x, e a obtenção de uma sequência x^2, x^3, … tal que $\lim_{i\to\infty} x^i$ = x. Do ponto de vista prático, o processo iterativo termina quando se julga que a aproximação corrente é suficientemente próxima da solução x.

Os métodos directos são mais robustos do que os métodos iterativos, pois na ausência de erros de arredondamento obtêm a solução exacta após um número finito de operações

aritméticas. Os métodos iterativos são atractivos do ponto de vista da memória usada uma vez que a sua implementação requer somente A, b, x^i e o armazenamento de mais um ou dois vectores. Um dos métodos iterativos que tem sido usado com sucesso é o método do gradiente conjugado pré-condicionado. Para pormenores sobre a implementação dos métodos de Cholesky e do gradiente conjugado no contexto do EPANET, consulte-se Muranho *at. al.* (2009) e Muranho *at. al.* (2010), e as referências aí citadas.

A utilização de pré-condicionadores com o método do gradiente conjugado pode acelerar a convergência do método, todavia nem sempre é fácil encontrar um pré-condicionador apropriado. Quando a matriz é de Stieltjes, é garantida a existência de um pré-condicionador obtido pela factorização incompleta de Cholesky.

Com a factorização incompleta de Cholesky pretende-se minimizar o problema do enchimento (fil-in), reduzindo-o por completo (enchimento zero, "0-IChol") ou limitando-o através do controlo do número de não-zeros gerados.

Numa estratégia de enchimento zero, a factorização incompleta de Cholesky produz factores $\hat{L}\hat{L}^T \approx A$, onde $\hat{L}$ tem não-zeros somente nas posições que correspondem a não-zeros na matriz inicial. Contudo, é conhecido que permitindo algum enchimento durante a factorização incompleta pode reduzir-se o número de iterações (e desejavelmente o tempo de execução). Têm surgido várias propostas para a construção destes pré-condicionadores mas de um modo geral estas diferenciam-se pela estratégia que adoptam para não introduzir elementos não-nulos nos factores em posições que eram nulos na matriz inicial. Estes elementos podem ser eliminados em função do módulo do seu valor, da sua posição ou de uma combinação destas. A escolha dos parâmetros para formular a decisão de eliminar ou não um valor não-zero nem sempre é fácil. Jones e Plassmann (1995) propuseram uma abordagem tipo "caixa negra" para este problema, mantendo no factor o mesmo número de não-zeros da matriz original mas ignorando o seu padrão de esparsidade, retendo só os elementos de maior magnitude.

Neste trabalho foi usada uma adaptação da versão do algoritmo da factorização incompleta de Cholesky proposta por Lin e Moré (1999), a qual corresponde a uma versão modificada do algoritmo de Jones e Plassmann (1995). Neste trabalho considerou-se o pré-condicionador com enchimento zero.

2.3 A GPU na resolução de sistemas de equações

Em Muranho *et. al.* (2009) os autores empregaram uma placa gráfica com capacidades de processamento paralelo para resolver os sistema de equações usando o método do gradiente conjugado com pré-condicionador de Jacobi (inversa da diagonal principal). Contudo, essa opção não trouxe qualquer melhoria de desempenho porque a matriz de coeficientes não é diagonal dominante, o que leva a que o gradiente convirja muito lentamente para este pré-condicionador. Em Muranho *et. al.* (2010) os autores usaram a GPU para implementar a factorização numérica do método de Cholesky. Contudo, também não obtiveram o desempenho esperado porque as matrizes quando eram copiadas para a memória da GPU já tinham "sofrido" a preparação (ordenação e factorização simbólica) do método de Cholesky, o que provocou uma distribuição de elementos por linha de matriz

pouco apropriada para GPU. (Para pormenores sobre programação sobre GPU consulte-se Muranho *et. al.* (2009), Muranho *et. al.* (2010) e as referências aí citadas).

No presente trabalho utiliza-se a GPU para executar o método do gradiente conjugado, sendo no entanto a multiplicação do pré-condicionador pelo vector resíduo feita em CPU, o que implica copiar o vector resíduo da GPU para a CPU, fazer a multiplicação em CPU e copiar o resultado para GPU de modo a que o método iterativo possa continuar a sua operação.

Note-se que na implementação do método do gradiente procedeu-se a algumas alterações ao EPANET no sentido de impedir que a operação de ordenação dispersasse os valores e que a operação de factorização aumentasse de forma desnecessária o espaço de memória a tratar. Saliente-se que a factorização incompleta de Cholesky implementada neste trabalho, embora não respeite o padrão de esparsidade da matriz, mantém o mesmo número de não-zeros.

3 GERAÇÃO DE REDES DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA SINTÉTICAS

O acesso a configurações de sistemas de abastecimento de água reais, com todos os pormenores sobre a rede instalada, provoca sempre alguns constrangimentos à entidade responsável pela gestão e manutenção do sistema. De igual forma encontram-se algumas resistências quanto à cedência de modelos de redes reais de alguma dimensão, seja por questões de segurança dos cidadãos, de segurança das redes, de questões económicas (qual o valor/preço e o estado da rede), ou outras. Nos trabalhos científicos relacionados com a indústria da água, os sistemas usados são frequentemente de pequenas dimensões, seja porque os aspectos tratados nesses trabalhos são melhor realçados por sistemas pequenos, seja por falta de acesso a sistemas de maiores dimensões. Tendo em conta os objectivos do presente trabalho, construíram-se de forma sintética redes de abastecimento de água sob pressão e a partir destas os respectivos modelos, prontos a serem usados no EPANET. Nesta secção descreve-se de forma sucinta o processo de geração destes modelos.

3.1 Geração do grafo de base

As redes de teste foram construídas tendo em conta alguns parâmetros indicados pelo utilizador, nomeadamente, o número de nós (n_nos), o número de origens (n_origens), o número de sub-redes (n_subredes) e o número de condutas que ligam nós de sub-redes adjacentes (n_sub2sub). O parâmetro “sub-redes” pretende representar urbanizações ou bairros, permitindo que dentro dessas sub-redes quaisquer dois nós possam estar ligados entre si.

Com base nestes parâmetros o algoritmo constrói um grafo, de forma incremental, com o número de nós especificado. O algoritmo cria subgrafos com um número de nós dado pelo quociente “n_nos/n_subredes” e com um número de arestas suficiente para garantir que não ficam nós isolados. As arestas são adicionadas de forma aleatória (na verdade, os dois nós da aresta é que são seleccionados de modo aleatório de entre o conjunto de nós da sub-

rede, não permitindo auto-ligações). Cada sub-rede recém-criada é conectada ao grafo em construção através de “n_sub2sub” ligações, onde para cada ligação, o nó de origem é seleccionado do conjunto dos nós da última sub-rede adicionada ao grafo e o nó de destino é seleccionado do conjunto dos nós da nova sub-rede.

Após todas as sub-redes serem incluídas no grafo, o algoritmo prossegue com a ligação das origens (tanques e reservatórios). As origens têm uma numeração sequencial, de 1 até “n_origens”. A numeração dos nós da rede inicia-se em “n_origens+1” até “n_nos+n_origens”. Portanto, para adicionar ao grafo a origem ‘i’, basta seleccionar o nó de destino, de forma aleatória, no conjunto {n_origens +1, …, n_origens + n_nos}.

Por construção, o grafo tem uma orientação implícita, o nó de origem de cada aresta tem uma numeração inferior ao nó de destino. Esta característica vai ser usada para estabelecer o sentido de escoamento aquando da caracterização da rede.

3.2 Caracterização da rede

Gerado o grafo representativo do traçado da rede, de seguida caracteriza-se a rede em termos físicos e hidráulicos tendo em vista a sua exportação para um formato reconhecido pelo EPANET (ficheiro .inp).

A caracterização hidráulica inicia-se com a geração de consumos aleatórios, dentro de um dado intervalo, a serem atribuídos aos nós. De seguida geram-se de modo aleatório, dentro de algum intervalo, os comprimentos e os coeficientes de rugosidade para as tubagens.

A partir do grafo da rede, e conhecendo para cada nó os seus conjuntos de condutas de entrada e de saída (por construção, o grafo tem uma orientação implícita), determina-se o caudal que circula em cada conduta de modo a satisfazer a procura, começando pelos nós de extremidade até chegar às origens. Em simultâneo, calcula-se o diâmetro e a perda de carga da tubagem.

As cotas dos nós são determinadas por um processo semelhante ao usado para o caudal. Dados os objectivos do presente trabalho, as cotas são determinadas como se tratasse de um sistema gravítico.

Caracterizada a rede, gera-se um ficheiro (.inp) pronto a ser usado pelo EPANET.

4 TESTES COMPARATIVOS

Os dados de teste forma gerados de modo a cobrir um vasto leque de possibilidades, tanto ao nível do número de nós como quanto à possibilidade de ligação entre nós. Portanto, classificando por dimensão temos redes 1X, 2X, 4X, 10X e 20X, sendo as redes 1X as que contêm 25 000 nós e as 20X as que contêm 500 000 nós. Estas redes foram geradas com diferentes variantes de sub-redes contendo 250, 500, 1000 e 5 000 nós cada (nota: por lapso, foi gerada uma rede com 500 000 nós com sub-redes de 200 nós em vez de 250). Na subsecção seguinte apresentam-se as características das redes geradas, a quantidade de não-zeros das matrizes associadas e ainda os tempos consumidos pelo EPANET na

resolução do sistema de equações através do método de Cholesky e do método do gradiente conjugado pré-condicionado. Na subsecção 4.2 são analisados os resultados.

4.1 Redes de teste e tempos de execução

As redes de teste foram geradas usando o algoritmo proposto na secção 3. O Quadro 1 apresenta um resumo das características das redes geradas. No Quadro 1 são ainda incluídos o número de elementos não-nulos da matriz triangular inferior incluído a diagonal, antes e depois da factorização da matriz de coeficientes (matriz de incidência).

Quadro 1. Resumo das características das redes geradas sinteticamente.

N.º nós	N.º Condutas (geradas)	Qtd. Origens	Qtd. Sub-redes	Qtd. ligações entre sub-redes	N.º. nós por sub-rede (calculado)	N.º de não zeros		nnzChol/ nnzIn
						Matriz incidência (nnzIn)	Factor Cholesky (nnzChol)	
500000	837040	40	2500	20	200	1087000	2398262	2,21
500000	861079	40	1000	50	500	1111039	3304600	2,97
500000	866217	40	500	50	1000	1116177	4189149	3,75
500000	882716	40	100	50	5000	1132676	10539935	9,31
250000	432041	40	1000	50	250	557001	1390268	2,50
250000	429879	40	500	50	500	554839	1651658	2,98
250000	432727	40	250	50	1000	557687	2112337	3,79
250000	442442	40	50	50	5000	567402	5167252	9,11
100000	167715	20	400	20	250	217695	502975	2,31
100000	169584	20	200	20	500	219564	603594	2,75
100000	171675	20	100	20	1000	221655	804700	3,63
100000	175163	20	20	20	5000	225143	2104428	9,35
50000	83903	10	200	20	250	108893	251906	2,31
50000	84780	10	100	20	500	109770	305091	2,78
50000	86343	10	50	20	1000	111333	389353	3,50
50000	88244	10	10	20	5000	113234	1019319	9,00
25000	41770	10	100	15	250	54260	123366	2,27
25000	41993	10	50	15	500	54483	149281	2,74
25000	42933	10	25	15	1000	55423	194743	3,51
25000	43889	10	5	15	5000	56379	505043	8,96

O Quadro 2 apresenta um reagrupamento dos elementos das redes de teste por número de nós de cada sub-rede.

Quadro 2. Resumo das características das redes, agrupadas por número de nós da sub-rede.

Nós	Proporção Nós	Nós por sub-rede	Qtd. Sub-redes	Condutas	Proporção Condutas	Proporção Condutas/Nó
25000	1	250	100	41770	1	1,67
50000	2	250	200	83903	2,01	1,68
100000	4	250	400	167715	4,02	1,68
250000	10	250	1000	432041	10,34	1,73
500000	20	200	2500	837040	20,04	1,67
25000	1	500	50	41993	1	1,68
50000	2	500	100	84780	2,02	1,70
100000	4	500	200	169584	4,04	1,70
250000	10	500	500	429879	10,24	1,72
500000	20	500	1000	861079	20,51	1,72
25000	1	1000	25	42933	1	1,72
50000	2	1000	50	86343	2,01	1,73
100000	4	1000	100	171675	4,00	1,72
250000	10	1000	250	432727	10,08	1,73
500000	20	1000	500	866217	20,18	1,73
25000	1	5000	5	43889	1	1,76
50000	2	5000	10	88244	2,01	1,76
100000	4	5000	20	175163	3,99	1,75
250000	10	5000	50	442442	10,08	1,77
500000	20	5000	100	882716	20,11	1,77

O Quadro 3 apresenta o número de não-zeros para cada rede gerada.

Quadro 3. Número de não-zeros para cada rede.

Rede			Matriz incidência				Factor Cholesky				fill
			Nnz	rácio	nnz/ sub-rede	nnz/ nó	nnz	rácio	nnz/ sub-rede	nnz/ nó	nnz/ nnz
25000	250	100	54260	1	542,60	2,17	123366	1	1233,66	4,93	2,27
50000	250	200	108893	2,01	544,47	2,18	251906	2,04	1259,53	5,04	2,31
100000	250	400	217695	4,01	544,24	2,18	502975	4,08	1257,44	5,03	2,31
250000	250	1000	557001	10,27	557,00	2,23	1390268	11,27	1390,27	5,56	2,50
500000	200	2500	1087000	20,03	434,80	2,17	2398262	19,44	959,30	4,80	2,21
25000	500	50	54483	1	1089,66	2,18	149281	1	2985,62	5,97	2,74
50000	500	100	109770	2,01	1097,70	2,20	305091	2,04	3050,91	6,10	2,78
100000	500	200	219564	4,03	1097,82	2,20	603594	4,04	3017,97	6,04	2,75
250000	500	500	554839	10,18	1109,68	2,22	1651658	11,06	3303,32	6,61	2,98
500000	500	1000	1111039	20,39	1111,04	2,22	3304600	22,14	3304,60	6,61	2,97
25000	1000	25	55423	1	2216,92	2,22	194743	1	7789,72	7,79	3,51
50000	1000	50	111333	2,01	2226,66	2,23	389353	2,00	7787,06	7,79	3,50
100000	1000	100	221655	4,00	2216,55	2,22	804700	4,13	8047,00	8,05	3,63
250000	1000	250	557687	10,06	2230,75	2,23	2112337	10,85	8449,35	8,45	3,79
500000	1000	500	1116177	20,14	2232,35	2,23	4189149	21,51	8378,30	8,38	3,75
25000	5000	5	56379	1	11275,80	2,26	505043	1	101008,60	20,20	8,96
50000	5000	10	113234	2,01	11323,40	2,26	1019319	2,02	101931,90	20,39	9,00
100000	5000	20	225143	3,99	11257,15	2,25	2104428	4,17	105221,40	21,04	9,35
250000	5000	50	567402	10,06	11348,04	2,27	5167252	10,23	103345,04	20,67	9,11
500000	5000	100	1132676	20,09	11326,76	2,27	10539935	20,87	105399,35	21,08	9,31

O Quadro 4 apresenta o tempo de execução (em milissegundos) consumido pelo EPANET na resolução dos sistemas de equações, usando o método de Cholesky e o método do

gradiente conjugado com pré-condicionador obtido por factorização incompleta de Cholesky, executado em CPU e em GPU.

Quadro 4. Tempo de processamento (em milissegundos) consumido pelo EPANET na resolução dos sistemas de equações, usando os métodos de Cholesky e do gradiente conjugado com pré-condicionador (Cholesky incompleto) executado em CPU e em GPU. a) Tempo de preparação do método (ordenação + factorização simbólica); b) Rácio do tempo de execução em relação à rede com menos nós; c) Tempo de execução consumido a resolver o sistema uma só vez; d) Quociente entre o tempo de preparação gasto pelo método de Cholesky e o tempo consumido pelo método do gradiente para resolver uma vez o sistema de equações.

			Cholesky				IChol + CG (CPU)			IChol + CG (GPU)		
Rede			Tempo Prep. a)	Rácio b)	Tempo Sol. c)	Rácio b)	Tempo Sol. c)	Rácio b)	d)	Tempo Sol. c)	Rácio b)	d)
25000	250	100	1547	1	13	1	304	1	5	450	1	3
50000	250	200	5859	3,8	23	1,8	1637	5,4	3	1491	3,3	3
100000	250	400	22687	14,7	56	4,3	7907	26,0	2	6525	14,5	3
250000	250	1000	139812	90,4	223	17,2	119876	394,3	1	81572	181,3	1
500000	200	2500	556063	359,5	402	30,9	993896	3269,4	0	660301	1467,3	0
25000	500	50	1734	1	19	1	232	1	7	376	1	4
50000	500	100	6344	3,7	42	2,2	894	3,8	7	858	2,3	7
100000	500	200	23562	13,6	86	4,5	4438	19,1	5	3472	9,2	6
250000	500	500	142594	82,2	312	16,4	58792	253,4	2	37421	99,5	3
500000	500	1000	566875	326,9	706	37,2	349384	1505,9	1	219300	583,2	2
25000	1000	25	2547	1	43	1	163	1	15	312	1	8
50000	1000	50	8015	3,2	86	2	692	4,3	11	705	2,3	11
100000	1000	100	27391	10,8	189	4,4	2895	17,8	9	2229	7,1	12
250000	1000	250	153484	60,3	563	13,1	19231	117,9	7	12664	40,6	12
500000	1000	500	583656	229,2	1172	27,3	162218	995,2	3	110694	354,8	5
25000	5000	5	60984	1	485	1	145	1	420	299	1	203
50000	5000	10	131266	2,2	1003	2,1	408	2,8	321	451	1,5	291
100000	5000	20	297094	4,9	2144	4,4	1469	10,1	202	1103	3,7	269
250000	5000	50	829266	13,6	5237	10,8	12295	84,8	67	8240	27,6	100
500000	5000	100	2031672	33,3	10889	22,5	48475	334,3	41	33104	110,7	61

Os tempos de execução apresentados no Quadro 4 para o método do gradiente conjugado incluem o tempo de construção do pré-condicionador. Para efeitos de comparação, o quadro mostra também quantas vezes seria possível resolver o sistema de equações usando o método do gradiente dentro do tempo consumido pela fase de preparação do método de Cholesky.

O Quadro 5 apresenta os tempos de execução agrupados pelo número de nós das redes.

Quadro 5. Tempo de processamento (em milissegundos) consumido pelo EPANET na resolução dos sistemas de equações, usando os métodos de Cholesky e do gradiente conjugado com pré-condicionador (Cholesky incompleto) executado em CPU e em GPU. a) Tempo de preparação do método (ordenação + factorização simbólica); b) Rácio do tempo de execução em relação à rede com

sub-redes formadas por menos nós; c) Tempo de execução consumido a resolver o sistema uma só vez; d) Quociente entre o tempo de preparação gasto pelo método de Cholesky e o tempo consumido pelo método do gradiente para resolver uma vez o sistema de equações.

			Cholesky				IChol + CG (CPU)			IChol + CG (GPU)		
Rede			Tempo Prep. a)	Rácio b)	Tempo Sol. c)	Rácio b)	Tempo Sol. c)	Rácio b)	d)	Tempo Sol. c)	Rácio b)	d)
25000	250	100	1547	1,0	13	1,0	304	1,0	5	450	1,0	3
25000	500	50	1734	1,1	19	1,5	232	0,8	7	376	0,8	4
25000	1000	25	2547	1,6	43	3,3	163	0,5	15	312	0,7	8
25000	5000	5	60984	39,4	485	37,3	145	0,5	420	299	0,7	203
50000	250	200	5859	1,0	23	1,0	1637	1,0	3	1491	1,0	3
50000	500	100	6344	1,1	42	1,8	894	0,5	7	858	0,6	7
50000	1000	50	8015	1,4	86	3,7	692	0,4	11	705	0,5	11
50000	5000	10	131266	22,4	1003	43,6	408	0,2	321	451	0,3	291
100000	250	400	22687	1,0	56	1,0	7907	1,0	2	6525	1,0	3
100000	500	200	23562	1,0	86	1,5	4438	0,6	5	3472	0,5	6
100000	1000	100	27391	1,2	189	3,4	2895	0,4	9	2229	0,3	12
100000	5000	20	297094	13,1	2144	38,3	1469	0,2	202	1103	0,2	269
250000	250	1000	139812	1,0	223	1,0	119876	1,0	1	81572	1,0	1
250000	500	500	142594	1,0	312	1,4	58792	0,5	2	37421	0,5	3
250000	1000	250	153484	1,1	563	2,5	19231	0,2	7	12664	0,2	12
250000	5000	50	829266	5,9	5237	23,5	12295	0,1	67	8240	0,1	100
500000	200	2500	556063	1,0	402	1,0	993896	1,0	0	660301	1,0	0
500000	500	1000	566875	1,0	706	1,8	349384	0,4	1	219300	0,3	2
500000	1000	500	583656	1,0	1172	2,9	162218	0,2	3	110694	0,2	5
500000	5000	100	2031672	3,7	10889	27,1	48475	0,1	41	33104	0,1	61

O tempo de execução do método do gradiente em GPU inclui o tempo consumido na conversão dos dados do formato CSC para o formato CSR (*Compressed Sparse Row format* - este é mais adequado para GPU), o tempo consumido a copiar os dados (matriz e vector dos termos independentes) para a memória da GPU, o tempo de espera pelos resultados estarem disponíveis, e ainda o tempo de cópia da solução da memória da GPU para a CPU.

O processo iterativo do gradiente conjugado é dado por concluído quando o erro absoluto da solução aproximada é inferior a 0.0001 (ou seja, $\|r_k\|_2 < 0.0001$, onde r_k é o resíduo da iteração k).

4.2 Análise de resultados

Como se pode observar no Quadro 2 a proporção de condutas entre as redes é semelhante à proporção dos nós, ou seja, também podiam ser classificadas em 1X, 2X, 4X, 10X e 20X segundo o número de condutas. Olhando só para a dimensão da rede, podemos ser levados a estimar o tempo de processamento de uma rede 20X como sendo 20 vezes o tempo de

processamento de uma rede 1X. Esta convicção torna-se ainda mais forte quando analisamos o número de não-zeros da matriz de incidência (que é igual ao número de não-zeros da matriz de coeficientes) do Quadro 3. De facto, no Quadro 3, verifica-se que as redes também apresentam 1X, 2X, 4X, 10X e 20X não-zeros, para as redes com o mesmo número de nós por sub-rede. Contudo, como veremos, esta conjectura sobre a linearidade no tempo de processamento não se verifica.

Da análise do Quadro 1 podemos inferir que o tempo de processamento do método de Cholesky é influenciado pela quantidade de nós das sub-redes que integram a rede. Note-se em particular que o aumento do número de não-zeros devido à factorização de Cholesky está associado à estrutura da matriz de incidência da rede. Quanto maior for a liberdade em conectar quaisquer dois nós, mais "árduo" é o trabalho da função de ordenação (algoritmo do grau mínimo, no caso do EPANET) em encontrar uma ordenação que garanta o menor enchimento (fill-in). De facto, observa-se que para o mesmo número de nós e sensivelmente o mesmo número de condutas, podemos ter um acréscimo significativo de não-zeros, dependente da quantidade de nós que compõem as sub-redes, ou seja dependendo das ligações permitidas entre quaisquer dois nós. Constata-se que as redes onde os nós a conectar são escolhidos de entre 250 possíveis têm menor fill-in (2.31X, em média) do que as redes onde os nós a conectar são escolhidos de entre 5000 possíveis (9.1X, em média).

O tempo de processamento do método de Cholesky pode ser decomposto em duas componentes: o tempo de preparação (ordenação + factorização simbólica) e o tempo de solução (factorização numérica). A dimensão da rede tem implicações severas sobre o tempo de preparação. No Quadro 4 pode-se observar que para a mesma quantidade de nós por sub-redes, uma rede 20X demora muito mais que 20 vezes o tempo de preparação de uma rede 1X, não existindo uma relação linear entre a dimensão e o tempo de preparação. O Quadro 5 mostra-nos que a quantidade de nós por sub-redes só tem influência negativa sobre o tempo de processamento quando a sub-rede é de dimensão considerável.

Quanto ao tempo de processamento da factorização numérica do método de Cholesky, podemos observar no Quadro 5 que para a mesma dimensão da rede, o tempo consumido não varia muito com a dimensão das sub-redes, apenas tomando alguma expressão quando as sub-redes têm grandes dimensões (caso dos 5 000 nós por sub-rede). Por outro lado, do Quadro 4, podemos concluir que para sub-redes da mesma dimensão há um ligeiro aumento do tempo de processamento à medida que as dimensões da rede aumentam (em média temos: 1X, 2X, 4.4X, 14.4X e 29.4X).

O método do gradiente conjugado determina a solução do sistema de equações de forma iterativa. Como este método não necessita de preparação prévia (como acontece na factorização de Cholesky) não há consumo de tempo com a ordenação nem com a factorização simbólica. Da observação do Quadro 5 resulta que para o mesmo número de nós da rede, o método do gradiente apresenta cada vez melhor desempenho à medida que o número de nós das sub-redes aumenta. Contudo, da observação do Quadro 4 resulta que para a mesma dimensão das sub-redes, o método do gradiente consome cada vez mais tempo à medida que aumenta o número de nós da rede (aumento quase exponencial).

A introdução da GPU tem um efeito misto sobre o desempenho, para redes com menor número de nós, a método do gradiente demora mais tempo quando executado em GPU do

que se o for em CPU. Para as redes com grande número de nós verifica-se o contrário, ou seja, os melhores resultados estão associados à GPU e não à CPU. Estes resultados estão de acordo com o esperado, pois sendo a GPU um dispositivo de processamento paralelo, efectivamente só pode ser uma mais-valia se houver cálculo intensivo que justifique o seu uso.

De certo modo os resultados obtidos em GPU são decepcionantes, e isso deve-se ao facto de estes dispositivos actualmente oferecerem muitos núcleos para processamento paralelo com números reais de precisão simples e poucos núcleos com capacidade de processamento de precisão dupla. Por exemplo, a placa gráfica (NVIDIA GeForce GTX 280) usada neste trabalho dispõe de 240 núcleos para processamento de precisão simples e só 30 núcleos de precisão dupla (as placas gráficas NVIDIA mais antigas nem sequer dispunham de capacidade de processamento de números reais de dupla precisão). Portanto, para problemas que exijam números reais de precisão dupla, como é o caso do EPANET, ainda se tem que aguardar pelas futuras gerações das placas gráficas (com mais capacidade de processamento de dupla precisão), as quais podem alterar substancialmente este panorama.

Uma análise comparativa dos valores do tempo de processamento para cada resolução do sistema de equações revela que o método de Cholesky (excluindo tempo de preparação) é (quase) sempre mais rápido do que o método do gradiente. Portanto, a possível vantagem do método do gradiente conjugado (a par de necessitar de muito menos memória para operar) está no facto de poder fornecer algumas soluções enquanto o método de Cholesky ainda estaria a executar a preparação. Esta resolução mais precoce do sistema pode ser útil em simulações estáticas. Contudo, para simulações quasi-permanentes o método de Cholesky é a melhor opção.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHO FUTURO

Neste trabalho estudou-se a possibilidade de usar o método do gradiente conjugado pré-condicionado (usando como pré-condicionador a factorização incompleta modificada de Cholesky) como alternativa ao método de Cholesky usado no EPANET para a resolução do sistema de equações que resulta da linearização das leis da conservação da massa e da energia, usando para esse efeito um computador corrente e uma placa gráfica de última geração (NVIDIA GeForce GTX 280).

Os resultados de diversos testes com redes de diferentes dimensões formadas por sub-redes também elas de diferentes dimensões, mostraram que embora a introdução do pré-condicionador permita aumentar o desempenho do método do gradiente conjugado, o método de Cholesky continua a fornecer os melhores tempos para simulações onde se pretende fazer a análise da evolução do comportamento do sistema de abastecimento de água sob pressão ao longo de um largo período de tempo. A utilização do método do gradiente conjugado poderá trazer algum ganho em casos onde se pretende realizar uma simulação estática, pois este método não tem que passar pela fase de preparação (ordenação e factorização simbólica) do método de Cholesky.

A utilização de placas gráficas com capacidade de processamento paralelo não revelou vantagens significativas relativamente ao método de Cholesky, embora em certas circunstâncias tenha melhorado o desempenho. Contudo, dado o seu actual estado de desenvolvimento, mais virado para o processamento de dados de precisão simples, ainda não se constituem como uma alternativa a considerar. As futuras gerações de placas gráficas poderão, contudo, alterar este cenário.

Sugestões de trabalho futuro: 1) considerar funções de ordenação que reduzam o tempo de preparação do método de Cholesky; 2) permitir algum enchimento na construção do pré-condicionador e avaliar a melhoria de desempenho obtida; 3) considerar outras GPU's e outras estruturas de armazenamento mais adequadas para a GPU, como por exemplo a ELLPACK, e avaliar as melhorias de desempenho.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia através da bolsa de doutoramento SFRH/BD/48252/2008 e do projecto de investigação PTDC/EIA/70750/2006.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

George A., Liu J. W.-H (1981). *Computer Solution of Large Positive Definite Systems*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Jones, M.T. , Plassmann, O.E. (1995). An Improved Incomplete Cholesky Factorization. *ACM Transactions on Mathematical Software*, 21(1), March, 5-17.

Hestenes, M.R.; Stiefel, E. (1952) – "Methods of Conjugate Gradients for Solving Linear Systems". *Journal of Research of the National Bureau of Standards*, 49(6), 409-436.

Kincaid, D.R.; Oppe, T.C.; Young. D.M. (1989) - "ITPACKV 2D User's Guide". Report CNA-232, Center for Numerical Analysis, University of Texas at Austin, May, (http://rene.ma.utexas.edu/CNA/ITPACK/ manuals/userv2d/, acedido a 2010-07-14).

Lin, C.-J.; Moré, J.J. (1999). Incomplete Cholesky Factorization with Limited Memory. *SIAM J. SCI. Comput.*, 21 (1), 24-45.

Muranho J., Ferreira A., Gomes A., Sá Marques J.A. (2009). EPANET de Alto Desempenho - Computação Paralela em GPU, in *Actas do 9º SILUSBA (Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa)*, Benguela (Angola).

Muranho J., Ferreira A., Gomes A., Sá Marques J.A. (2010). EPANET de Alto Desempenho – Proposta de uma abordagem de cálculo multi-núcleo, in *Actas do 10º Congresso da Água*, Alvor - Portimão (Portugal).

Rossman L.A. (2000*). EPANET Users Manual*. Risk Management Research Lab., U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio.

Todini, E. (1979). Un metodo del gradiente per la verifica delle reti idrauliche, *Bollettino degli Ingegneri della Toscana*, 11, 11-14.

Todini E., Pilati S. (1987). A gradient method for the analysis of pipe networks. In *International Conference on Computer Applications for Water Supply and Distribution*, Leicester Polytechnic, UK.

Todini E., Pilati S. (1988). A gradient algorithm for the analysis of pipe networks. *In Computer Applications in Water Supply, Volume 1 (System analysis and simulation)*, B. Coulbeck and C.H. Orr (ed.). John Wiley & Sons, London, pp. 1-20.

EQUIPAMENTOS E METODOLOGIAS PARA O CONTROLE E REDUÇÃO DE PERDAS REAIS EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

NILTON ZANIBONI (1); MILTON TOMOYUKI TSUTIYA (in memorian) (2).

1. RESUMO

Este trabalho apresenta os principais equipamentos utilizados em detecção acústica e não acústica de vazamentos não visíveis, dentro de suas variáveis, vantagens e desvantagens para cada tipo e possibilidade de aplicação, permitindo aos gestores a escolha dos equipamentos em função de suas necessidades e possibilidades. Também apresenta os princípios físicos que norteiam o funcionamento dos equipamentos, nos estudos do comportamento do som nos vários ambientes envolvidos e na capacidade humana em discernir esses sons. A metodologia para essa atividade é influenciada por esses fatores e seu conhecimento é fundamental para os trabalhos utilizando essa tecnologia. O estudo da VRP e do booster, bem como os procedimentos e padrões para os ramais prediais de ligação de água, podem ser utilizados para o efetivo controle e redução de perdas reais em sistemas de abastecimento de água.

Palavras chave: abastecimento de água; equipamentos e metodologia; Perdas reais.

1

(1) Mestre em Engª Civil pela Escola Politécnica-USP, Pós-graduado em Engª de Saneamento Básico-USP e em gestão de projetos PMI pela Fundação Vanzolini, qualificado pela ABENDE como ES-N3-AE-1, trabalha na Sabesp no Depto de Planej. Integrado-MPO.

Rua Sumidouro 448, São Paulo, CEP: 05428-010 Brasil; Tel.:55(11)3388-8880; e-mail: nzaniboni@sabesp.com.br

2. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, têm sido apresentados inúmeros trabalhos sobre perdas de água em sistemas de abastecimento, principalmente focados nos conceitos de controle de pressão, gerenciamento de infraestrutura, bem como, a velocidade e qualidade dos reparos dos vazamentos, mas pouco se tem escrito sobre o controle ativo de vazamentos, fator determinante em qualquer prestadora de serviços de saneamento moderna.

A maior parte das regiões metropolitanas apresenta sistemas de abastecimento de água heterogêneo, com materiais, idades e condições variáveis, nem sempre executadas com planejamento adequado.

Tais condições implicam num constante problema no gerenciamento de seus sistemas, agravado pelo crescimento populacional desordenado, pela ocupação de áreas de mananciais e encostas e pelo aumento das habitações em áreas invadidas, que leva ao aumento dos furtos e fraudes no sistema, bem como colabora de modo direto com o aumento das perdas reais.

Esses fatores acabam impondo uma sobrecarga aos sistemas fornecedores de água, aumentando a demanda sem o respectivo aumento de oferta, aumentando os custos de tratamento pelo aumento da poluição nos mananciais existentes, levando as prestadoras de serviços de saneamento a optar pela aplicação de rodízios e intermitência no fornecimento de água.

Desse modo, o controle e gerenciamento de perdas ganharam uma importância sem paralelo nos últimos anos, levando à busca, criação e aplicação de novas alternativas e métodos para diminuir essas perdas para um patamar aceitável tanto econômico quanto ambiental.

Ressalta-se que, em nível global, procura-se criar indicadores de perdas confiáveis e aplicáveis em diferentes países, com diferentes condições de sistemas de abastecimento, disponibilidade de mananciais e condições socioeconômicas e culturais, com o Brasil e particularmente o Estado de São Paulo participando ativamente na criação e adoção desses indicadores.

Neste ambiente, o controle ativo dos vazamentos e o efetivo controle de pressões são fatores importantes e que mais evoluíram em termos de tecnologia e procedimentos, cabendo destacar a detecção de vazamentos não visíveis, cujo salto evolutivo ainda não é bem conhecido, até pelo fato do pouco tempo da aplicação das novas metodologias. Outro destaque cabe para as válvulas redutoras de pressão e os boosters, que se tornaram equipamentos importantes diante do quadro atual encontrado na maior parte das regiões metropolitanas.

No campo do gerenciamento da infraestrutura, a metodologia da padronização dos ramais de ligação de água promoveu uma melhora significativa na redução das perdas reais, devido à maior qualidade dos materiais e do treinamento da mão-de-obra.

A detecção de vazamentos não visíveis, o gerenciamento de pressões e a redução dos vazamentos em ramais de ligação de água são fatores fundamentais para o controle e

(2) Mestrado em Engª Civil pela Escola Politécnica da USP (1984) e Doutorado em Engenharia Civil pela Escola Politécnica da USP (1990). Ocupava o cargo de Professor Doutor na área de saneamento Escola Politécnica da USP, Foi funcionário da Sabesp, de 1976 a 2006.

gerenciamento de perdas reais, e tem sido recomendado pela maioria dos autores/entidades.

3. OBJETIVO

Este trabalho tem os seguintes objetivos:

- Apresentar os principais equipamentos e metodologias no controle de perdas, em suas diferentes configurações e aplicações;
- Avaliar a utilidade e operacionalidade dos vários componentes dos vários tipos de equipamentos e metodologias para o controle e gerenciamento de perdas reais;
- Possibilitar aos gestores das prestadoras de serviços de saneamento o direcionamento de seus recursos em escolhas, tanto em equipamentos quanto de metodologias, que atendam suas reais necessidades.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Os materiais e métodos utilizados neste trabalho baseiam-se na divisão dos equipamentos utilizados no controle de perdas nos sistemas de abastecimento em grupos específicos, abrangendo os seguintes itens:

- Detecção de vazamentos por método acústico;
- Tecnologias não acústicas para detecção de vazamentos em sistemas de abastecimento de água;
- Tecnologias especiais para a redução de perdas

Os equipamentos utilizados em detecção acústica são bastante conhecidos pelos usuários, mas, via de regra, não os princípios físicos que os regem. Esse conhecimento é o embasamento da metodologia de detecção acústica e o principal escopo deste trabalho.

A utilização de VRPs no gerenciamento de pressão está consolidada, mas ainda persiste a visão desse equipamento como um eliminador do surgimento de novos vazamentos, que não traduz toda sua potencialidade na redução das magnitudes de perdas pela diminuição das vazões dos vazamentos inerentes. A utilização do boosters ou bombas para controle de perdas via gerenciamento de pressões ainda não é totalmente aceito no meio do saneamento, bem como a melhoria dos padrões de ligações domiciliares, historicamente uma das maiores causas de perdas reais.

Essas informações podem e devem auxiliar de forma consistente a gestão no controle de perdas reais, pois potencializam as escolhas dos gestores que militam nessa área nas várias opções existentes, permitindo aos mesmos optar por aquelas que realmente podem trazer resultados a cada situação particular.

4.1. Detecção de vazamentos por método acústico

Para um melhor conhecimento da pesquisa acústica, é imprescindível o conhecimento dos princípios físicos que estão envolvidos no processo. A pesquisa acústica é baseada na capacidade humana em escutar certos níveis de ruídos e interpretá-los como sons diferenciados.

O som é o fenômeno acústico que consiste na propagação de ondas sonoras produzidas por um corpo que vibra em um meio material elástico, portanto, o som é uma oscilação na pressão do ar (ou de outro meio elástico) capaz de ser percebida pelo ouvido humano. O

número de oscilações da pressão do ar por unidade de tempo define sua frequência, enquanto que a magnitude da pressão média define a potência e a intensidade sonora. A frequência é expressa em hertz (ou ciclos/segundo) e a pressão em Pascal (ou Newton/m²), enquanto que a potência é a energia emitida pela fonte sonora por unidade de tempo, expressa em joules/s ou Watts (sistema internacional). A intensidade sonora pode ser definida como potência por unidade de área, expressa em Watt/m². Essas escalas para medida de pressão, potência e intensidade das ondas sonoras são escalas lineares.
Quando há um vazamento em uma tubulação que opera com líquidos sob pressão, como é o caso das redes de distribuição de água, um som contínuo, porém de intensidade irregular, é emitido pela abertura existente no tubo.
A água proveniente do vazamento é o elemento gerador desse som, que se propaga não apenas através da água, mas também através dos sólidos. O som, propagado internamente pela água e pelas paredes da tubulação através de ondas longitudinais e transversais, é produzido no exato momento em que a água sai da tubulação (com a pressão existente naquela seção do tubo) para o exterior, que está sob pressão atmosférica.
O som do vazamento é composto por diversos sons diferentes (Figura 1), tais como o som do fluxo de água que passa pela abertura existente, do impacto entre o fluxo de água e o solo que circunda a tubulação, da fricção das partículas de água com as paredes do tubo e, finalmente, o som da vibração produzida no tubo. A este conjunto de sons denomina-se genericamente de “ruído de vazamento”.

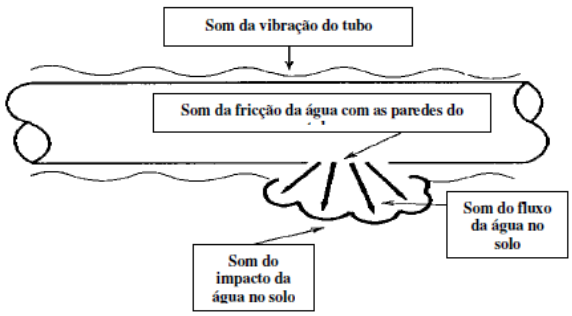


Figura 1. Representação esquemática dos sons gerados por um vazamento (Sapporo/Japão, 1994).

4.2. Física dos sons

Esse comportamento dos sons dos vazamentos se dá em função dos seguintes fatores:

- Física das ondas: o som é resultado das vibrações dos corpos elásticos, quando essas vibrações se verificam em determinados limites de freqüências (vibrações sonoras). Tais vibrações se transmitem ao meio que circunda o corpo sonoro (fonte sonora), produzindo compressões e distensões sucessivas (deformações transitórias), que se propagam com velocidade uniforme em todas as direções se a propriedade elástica do meio é igual em todos os seus pontos (meio isótropo).

Como todo movimento material, o som possui certa energia que ao encontrar resistência ao seu deslocamento é restituída ao meio circundante (resistência resultante da viscosidade,

obstáculos, por exemplo). A restituição pode acontecer de duas formas, seja a onda passando parte de sua quantidade de movimento para o obstáculo, o qual passa a entrar em vibração; seja transformando parte de sua energia cinética em calor.

- Ondas sonoras: a parte da física que estuda o som denomina-se acústica; nela são descritos os fenômenos relacionados com as oscilações mecânicas (vibrações) que originam as ondas sonoras ocorrentes, bem como a propagação dessas ondas nos sólidos, líquidos e gases.

As ondas sonoras são ondas periódicas; classificadas em audíveis e inaudíveis, dependendo do número de períodos (ciclo completo de uma oscilação de uma onda), que ocorram na unidade de tempo.

Fato importante a ser mencionado é que a onda sonora é uma onda mecânica longitudinal com propagação esférica, difundindo-se em todas as direções a partir do seu ponto de emissão.

A Figura 2 representa, de forma esquemática, a propagação dos sons de um vazamento em variados tipos de materiais existentes. Observar que, quanto mais próximo do ponto de fuga, maior a intensidade percebida.

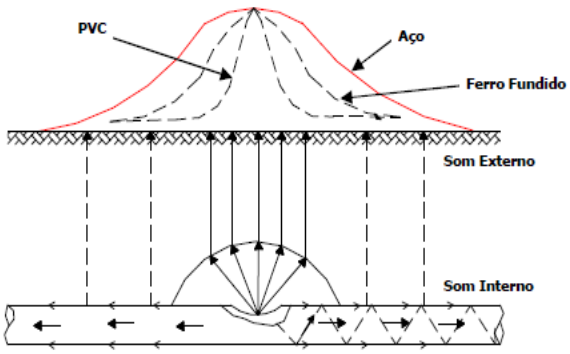


Figura 2. Propagação de som – pesquisa de vazamentos não visíveis (Sabesp, 2005).

4.3. Meios de propagação do som

O som é uma onda mecânica, e por isso não pode se propagar no vácuo. Ou seja, a propagação do som ocorre somente nos meios materiais. No dia a dia é mais comum presenciar o som se propagando no ar, mas nada impede que existam ondas sonoras nos líquidos e nos sólidos. Aliás, o ar não é um bom meio de propagação do som. Apesar de fazer com que o som se desloque a uma velocidade relativamente alta de aproximadamente 340 m/s, os líquidos permitem que as ondas se propaguem de forma mais rápida. Pode-se perceber isso quando se coloca a cabeça dentro da água e ouve-se o ruído do motor de um barco com extrema nitidez. Na água, o som se propaga com uma velocidade de aproximadamente 1450 m/s. Os sólidos também são meios de propagação eficientes. Cabe salientar que nesses meios, além da propagação longitudinal, responsável pela sensação auditiva, existe também um componente transversal de propagação sonora. Nos sólidos, o som se propaga de maneira mais veloz do que nos líquidos. Para se ter uma ideia, a velocidade do som no ferro é de aproximadamente 5130 m/s.

O efeito da compressibilidade (A), (equação 1), ou elasticidade (E), (equação 2), de um corpo é a característica pela qual o mesmo sofre variações de volume sobre a ação de variações da pressão externa.

$$A = \frac{1}{v} x \frac{dv}{dp} \quad (1)$$

$$E = -v \frac{dv}{dp} \quad (2)$$

onde:
A = compressibilidade em Kgf/cm²;
v= massa específica em kg/m³;
p= pressão em N/m²;
E = elasticidade do material em Pascal.
Nos casos de tubulações que estejam transportando líquidos sob pressão, essa velocidade sofre influência das diferenças das densidades entre o material do tubo e do líquido transportado. Nesses casos, a velocidade de propagação do ruído será calculada pela média dos fatores que estão envolvidos no processo, seguindo a seguinte equação (3)

$$C = E.v \quad (3)$$

onde:
C = velocidade média de propagação do ruído em m/s;
E = elasticidade do material em Pascal;
v = velocidade do som em m/s.

A Figura 3 mostra a relação de velocidades do ruído em função do material do tubo e Tabela 1, a velocidade de propagação e distância de percepção do ruído de vazamento por tipo de tubo.

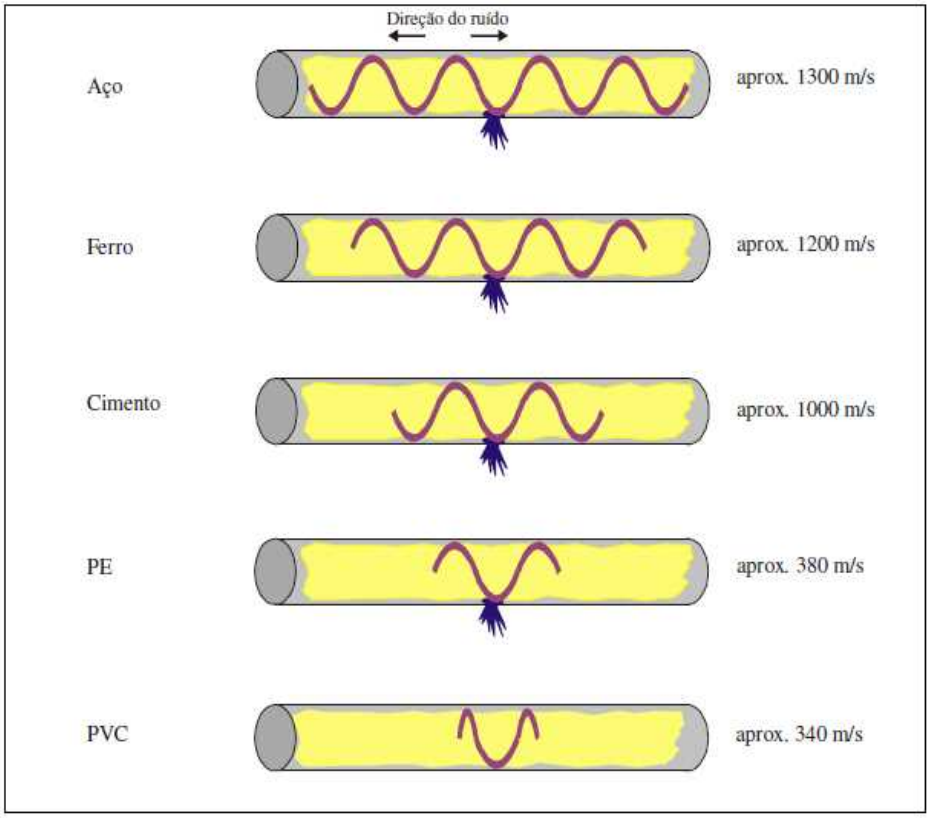


Figura 3. Relação entre velocidade do ruído e material do tubo (Seba KMT, 2007).

Tabela 1. Velocidade de propagação e distância de percepção do ruído de vazamento por tipo de tubo - sons conduzidos diretamente nos tubos (Sapporo/Japão, 1994).

Tipo de tubo		Diâmetro (mm)	Velocidade (m/s)	Distância de Percepção (m)	Área do orifício do vazamento (mm2)
Chumbo		13	1130	43 – 58	3,2 – 28
Plástico (PVC)		13	640	29 – 32	3,2 – 28
Ferro fundido	Ponta e bolsa	100	1330	14 – 26	12,3 – 300
	Junta mecânica	100	1320	6 – 12	12,3 – 300
Fibrocimento		100	1110	5 - 11	12,3 - 300

4.4. Equipamentos para Detecção Acústica do Ruído de Vazamento

Os equipamentos de pesquisa acústica podem ser divididos em duas categorias:

- Tradicionais – equipamentos conhecidos e já implantados em várias prestadoras de serviços de saneamento;

- Avançados – equipamentos ainda não conhecidos pela maior parte dos operadores de sistema de saneamento.

Os tradicionais são os geofones, mecânicos e/ou eletrônicos, hastes de escuta, correlacionadores de ruídos e os demais equipamentos auxiliares. Esses equipamentos são bastante versáteis e úteis na redução de perdas reais, mas possuem fatores limitantes, que ficam evidenciados quando utilizados por pessoal não habilitado ou que não conheça as características que interferem nos resultados obtidos com sua utilização.
Tais características são:

- Tamanho do vazamento
- Pressão na tubulação
- Profundidade da tubulação
- Tipo e densidade do solo
- Superfície da terra, como concreto, grama, etc.
- Ruídos ambientes

Nos equipamentos avançados, tais condições são modificadas, pois os mesmos atuam de modo diferente dos tradicionais.
Cabe destacar o registrador de ruídos de vazamentos, que “escuta” a rede em horários pré-determinados, normalmente noturnos e grava os ruídos existentes nas redes. Os vazamentos podem ter intensidades de sons irregulares, mas são constantes, o que os diferencia de outros sons que possam surgir durante o período de escuta dos equipamentos. Partindo desse princípio, através de um software é possível determinar-se a existência de um vazamento na área de influência dos equipamentos (Figura 4).

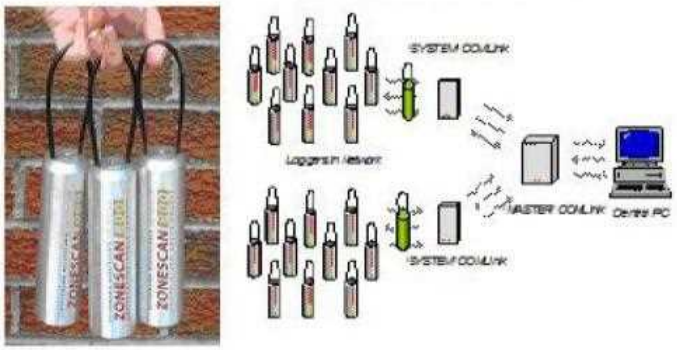


Figura 4. Esquema do processo de pesquisa utilizando armazenadores de ruído (Sabesp, 2003).

Outros equipamentos que podem ser destacados são:

- Sahara® Leak Location Sistem (Sahara® Sistema de Locação de vazamentos) foi criado especificadamente para atender a demanda, com foco em tubulações com diâmetro igual ou maior que 250 mm. Uma das suas características é a possibilidade de realizar a pesquisa com as tubulações em carga e com suas pressões normais de serviço.

Seus componentes principais são:
O Sistema Sahara® é basicamente composto por um conjunto de sensor tipo hidrofone ligado a uma espécie de pára-quedas de arraste, que é inserido na tubulação através de um

TAP feito ou existente na tubulação e segue no sentido do fluxo da água, detectando os sinais acústicos gerados pelos vazamentos na parede da tubulação, juntas ou soldas.
É ligado a um cabo umbilical que transmite o sinal recebido para uma unidade de controle, permitindo a análise dos ruídos pelo operador fixo, que consegue escutar os sons detectados através de fones de ouvido. Simultaneamente, um segundo operador vai acompanhando o sensor utilizando um locador de sinais que são enviados pelo hidrofone e que permite seguir seu avanço no interior da tubulação (Figura 5).

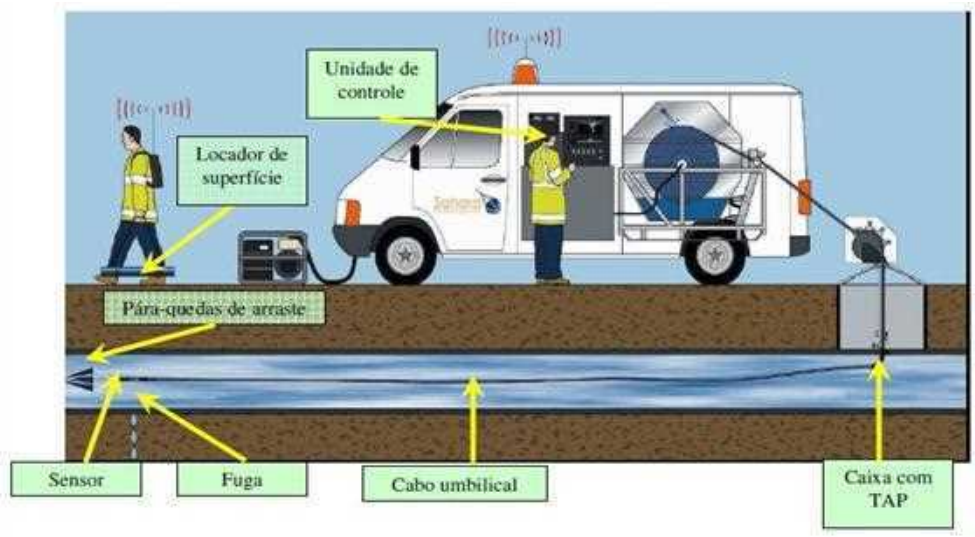


Figura 5. Esquema do Sistema Sahara® de locação de vazamentos (WRC, 1997).

- Indicador interno de ruídos de vazamentos

Várias outras tecnologias se baseiam no mesmo princípio, ou seja, usam a velocidade da água para o deslocamento de algum tipo de sensor de detecção de vazamentos no interior das tubulações. A título de citação, alguns equipamentos são do tamanho de bolas de tênis e se deslocam ao longo da tubulação, preparados para detectar os possíveis ruídos de vazamentos.
Ao detectar algum ruído suspeito, um sinal é transmitido a sensores estrategicamente colocados ao longo da tubulação a ser pesquisada. Esses dispositivos também podem são utilizados para análise da qualidade e constituição química da água.
Importante ressaltar que esse tipo de tecnologia, do mesmo modo que outras tecnologias de inserção foram desenvolvidas para detecção de vazamentos em tubulações que transportam petróleo e seus derivados.
Em saneamento esses dispositivos são raramente utilizados, em função da dificuldade de inserção e posterior remoção dos mesmos (Figura 6)



Figura 6. Indicador interno de ruídos de vazamentos - Smart Ball® (IWA, 2007).

4.5. Tecnologias não acústicas para detecção de vazamentos em sistemas de abastecimento de água

Existem outras metodologias para detecção de vazamentos em sistemas de abastecimento de água, mas ainda utilizadas de modo incipiente, por ser de aplicação trabalhosa e dispendiosa ou de ter aplicações limitadas pelas suas próprias características.
Dentre essas tecnologias, a principal refere-se à detecção de vazamentos por análise de gás residual. Esse equipamento consiste de um pequeno espectrômetro de massa, montado em equipamento apropriado, preparado para captar um determinado tipo de gás, que será inserido na tubulação e que irá ser detectado no momento de seu escape para a atmosfera.
A espectrometria de massa é um método para identificar os diferentes átomos que compõe uma substância. Um espectrômetro de massa bombardeia uma substância com elétrons para produzir íons, ou átomos eletricamente carregados. Os íons atravessam um campo magnético que curva suas trajetórias de modos diferentes, dependendo de suas massas.
O campo separa os íons em um padrão chamado espectro de massa. A massa e a carga dos íons podem ser medidas por sua posição no espectro. Os cientistas identificam assim os elementos e isótopos presentes na amostra.

Os gases mais utilizados são:
Gás hélio (gr. Hélios, Sol) é um elemento químico de símbolo He e que possui massa atômica igual a 4 u, apresentando número atômico 2 (2 prótons e 2 nêutrons). À temperatura ambiente, o hélio encontra-se no estado gasoso. Apesar de a sua configuração eletrônica ser 1s2, o hélio não figura na tabela periódica dos elementos junto com o hidrogênio no bloco s, está colocado no grupo 18 (8A ou 0) do bloco p, já que apresenta nível de energia completo, apresentando as propriedades de um gás nobre, ou seja, é inerte (não reage) como os demais elementos.
O hélio é mais leve que o ar, isto é, a densidade do hélio é menor que a densidade do ar, diferenciando-se do hidrogênio por não ser inflamável, entretanto, apresenta poder ascensional 8% menor. Por este motivo, e por ser um gás inerte, é muito adequado à detecção de vazamentos em redes de distribuição de água.
Gás hidrogênio é um elemento químico de símbolo H, número atômico 1 (1 próton PB ou próton PE e 1 elétron PB ou elétron PE) e de massa atômica 1 (1 u). Na temperatura ambiente é um gás diatômico (H2) inflamável, incolor, inodoro, insípido e insolúvel em água, pertencente ao grupo (ou família) 1 (antiga coluna 1A).
É o elemento químico mais abundante do Universo, existente em grande quantidade nas estrelas no estado de plasma. Aparece também em milhões de substâncias, como por exemplo, na água e nos compostos denominados orgânicos, e é capaz de reagir com a

maioria dos elementos. O núcleo do isótopo mais abundante é formado por um único próton e nenhum nêutron.
Reage violentamente com o flúor e cloro, especialmente com o primeiro, com o qual a reação é tão rápida e imprevisível que não se pode controlar. Também é perigosa sua despressurização rápida, já que diferentemente dos outros gases, a sua expansão acima de -40 °C ocorre com aquecimento, podendo inflamar-se.
O hidrogênio é extremamente inflamável no ar (essa probabilidade de se inflamar situa-se entre 4% e 75% por volume de ar). A energia necessária para inflamá-lo é muito pequena e, em algumas condições, pode ocorrer auto-inflamação.
Pode ser utilizado em detecção de vazamentos quando misturado ao gás nitrogênio (Figura 7), formando o gás traçador denominado hidrógeno. A composição utilizada é de 96 % de gás nitrogênio (N2) e 4 % de gás hidrogênio (H2), produzindo um composto não inflamável e não tóxico. A mistura é preparada abaixo do limite inferior de explosividade do hidrogênio, que é de uma concentração de 5,7% (norma ISSO 10156). Assim sendo, tendo dentro dos tubos uma concentração de 4%, uma vez o gás liberado no ambiente torna-se impossível superar o nível de concentração que leve ao limite de explosividade.



Figura 7. Inserção e locação de vazamentos com a utilização de gás hidrógeno (Sabesp 2007).

4.6. Tecnologias especiais para a redução de perdas

4.6.1. Válvula Redutora de Pressão

A Válvula Redutora de Pressão (VRP) é um equipamento mecânico, operado hidraulicamente, com a função de regular a pressão a jusante em área definida de um setor de distribuição de água, com vistas a reduzir a magnitude e o surgimento de vazamentos, bem como manter a integridade das tubulações, atendendo necessidades de pressão e vazão adequadas ao abastecimento.
O controle de pressão através de VRPs possibilita:

• Reduzir a vazão dos vazamentos, e em consequência os custos associados;
• Reduzir a frequência de arrebentamentos de tubulações e consequentes danos que são caros para reparar, minimizando também as interrupções de fornecimento e os perigos causados aos usuários de ruas e estradas;
• Prover um serviço mais constante ao consumidor, pois grandes variações de pressão podem dar ao mesmo a impressão que a companhia tem um serviço mal gerenciado. A alta pressão pode induzir no consumidor expectativas e percepções erradas do que é mais adequado;
• Reduzir os consumos relacionados com a pressão da água, como por exemplo, a rega de jardins;
• Prevenir a ocorrência de danos às instalações internas dos usuários até a caixa de água (tubos, registro e bóias).

Uma das características mais marcantes da tecnologia que utiliza VRP é que sua implantação requer, obrigatoriamente, uma área de atuação bem definida na rede de distribuição de água, isolada por registros limítrofes, configurando um subsetor (zona de pressão) ou um Distrito de Medição e Controle (DMC).

Esse subsetor de atuação será a área de controle de pressão e, por conseguinte, a base da gestão operacional e redução de perdas reais.

A instalação típica de uma VRP permite que se tenha um grande conhecimento das vazões nas tubulações à jusante (medições contínuas ou intermitentes), além do gerenciamento de alguns pontos de controle na rede.

Quaisquer alterações que venham a ocorrer na rede de distribuição, pela introdução de um grande consumidor no sistema ou incremento do número ou magnitude dos vazamentos, podem ser rapidamente registradas e equacionadas através de medidas corretivas (consertos de vazamentos, por exemplo) ou ajustes operacionais da VRP como a sua recalibração ou novo ajuste, ou nova calibragem.

Portanto, para que essa capacidade de controle e gestão seja possível, é imprescindível que o subsetor definido pela VRP esteja fechado, garantindo assim os meios de comparação das situações operacionais a serem avaliadas.

4.6.2. Controle de pressão com a utilização de booster

A utilização de booster foi considerada como uma solução paliativa, visando atender situações pontuais de abastecimento quando era necessário o aumento da pressão ou da vazão no sistema, causado pelo crescimento da ocupação, pela verticalização ou outros fatores ocorridos em uma determinada área que resultassem em um aumento da demanda de água nos pontos mais elevados dos setores de abastecimento.

Entretanto, é necessária a possibilidade de implantação de soluções alternativas para melhoria do abastecimento, tais como, a setorização de zonas de pressão e a implantação de redes de reforço, antes de se optar pela utilização do booster, devido os inconvenientes dos altos custos de manutenção dos equipamentos e de consumo de energia elétrica.

No entanto, o booster tem sido utilizado para um efetivo controle de pressões e por permitir manter as pressões necessárias nos pontos mais altos, sem elevá-la necessariamente por uma grande extensão, otimizando o equipamento, reduzindo custos, principalmente de energia elétrica e minimizando as perdas.

Isso se explica quando se considera a conformação de alguns sistemas de abastecimento e do relevo da região, onde a primeira opção é pela implantação de sistemas de bombeamento. Esse fato implica na instalação de redes de reforço e se possível, provável ressetorização do setor, visando atender as demandas reprimidas na região abrangida.
A consequência direta dessa opção é o aumento de pressão em tubulações que deverão transpor elevadas distâncias e também superar as diferenças de cotas altimétricas (Figura 8).

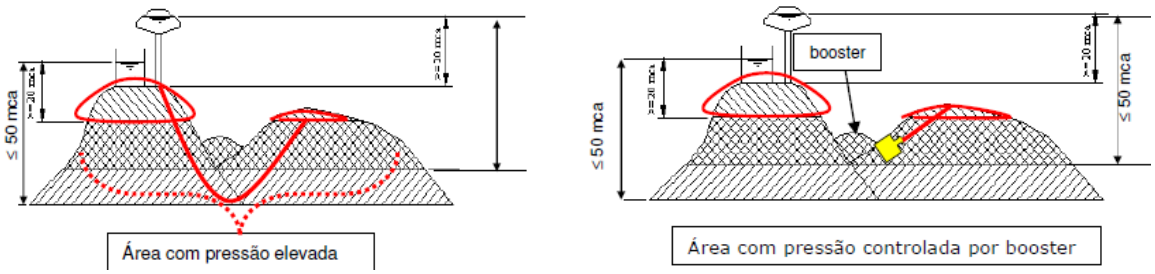


Figura 8. Esquema de pressões em áreas sem e com booster (Sabesp 2007).

4.6.3. Padronização dos ramais de ligação de água

Os ramais prediais constituem a parte estrutural mais frágil do sistema de abastecimento de água, sendo responsáveis por quase 90% dos reparos de vazamentos realizados na rede de distribuição. Na Região Metropolitana de São Paulo são reparados cerca de 220.000 vazamentos em ramais por ano, o que resulta em um índice de 8,1 vazamentos/km.ano, ou 63 vazamentos/1.000 ramais.ano. Como comparação, sistemas bem operados em grandes cidades têm uma relação de ocorrência de vazamentos em ramais da ordem de 1 vazamento/km.ano, ou 5 vazamentos/1.000 ramais.ano (Sabesp, 2008).
Os ramais não só apresentam a maior incidência de vazamentos no sistema, mas também representam o maior volume de água perdido, especialmente quanto à componente de vazamentos inerentes. Tais vazamentos não são visíveis e não são detectáveis pelos equipamentos de pesquisa e ocorrem principalmente nas juntas e peças que compõem o ramal. Na Figura 50 observa-se a distribuição da frequência de vazamentos num ramal de água padrão.
Visando aprimorar os ramais de água, foram executados estudos e análises, para a realização de um diagnóstico, com as seguintes atividades:
• Análise critica da documentação existente;
• Análise da situação normativa nacional e internacional;
• Avaliação em laboratório;
• Visitas a campo;
• Levantamento quantitativo das falhas em campo (Pareto).
As principais causas desse problema foram diagnosticadas como sendo:
• Má qualidade dos tubos e peças utilizados;
• Inadequação das ferramentas utilizadas (“capa-bode”, por exemplo);
• Má qualidade na execução do ramal (pedras no solo de reaterro, por exemplo);
• Má qualidade da mão-de-obra empregada;
• Excessivo número de juntas existentes nos ramais;

A falta de padronização dos materiais e procedimentos causou inúmeros problemas na gestão na logística da manutenção, visto que as empresas de saneamento e as prestadoras de serviços contavam com centenas de tipos de materiais disponíveis, inviabilizando a criação de padrões de trabalho e treinamento.
Com base nesse conhecimento, novos materiais e metodologias foram desenvolvidos, permitindo um aumento de eficiência e uma diminuição no número dos serviços de manutenção.

Uma sugestão de processo para o trabalho com ramais prediais é como o que segue (Figura 9).

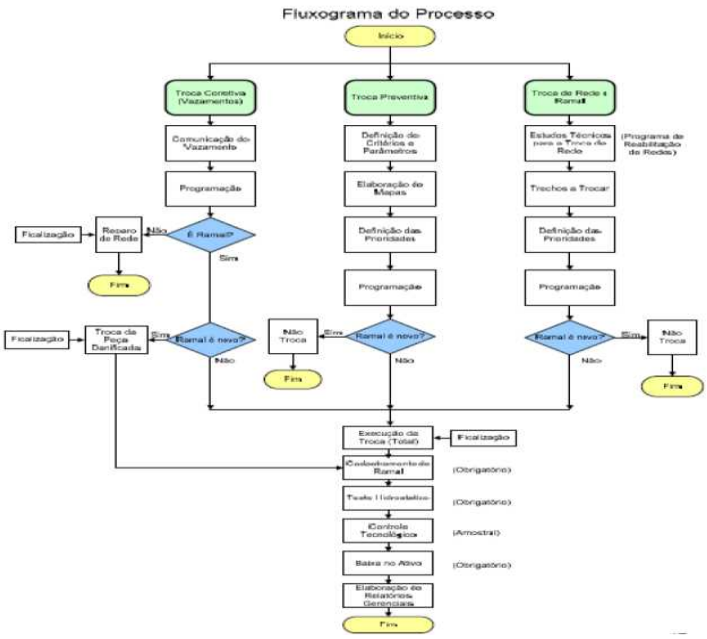


Figura 9. Metodologia para aplicação de padronização de ramais de água (Sabesp, 2008).

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

As principais conclusões e recomendações deste trabalho são:
• O conhecimento dos equipamentos que podem ser utilizados em atividades de gerenciamento no controle de perdas de água em sistemas de abastecimento público permite balizar os gestores na escolha mais adequada à suas reais necessidades.
• Os equipamentos devem ser criteriosamente avaliados dentro dos objetivos a que se dispõe, quando se propõe realizar um trabalho de redução de perdas reais que apresente resultados a curto, médio e longo prazo. O conhecimento dos equipamentos acústicos de detecção de vazamentos não visíveis, nas suas várias configurações, é de suma importância nessa avaliação. O conhecimento dos princípios físicos que norteiam os mesmos, a capacidade humana em utilizá-los e suas vantagens e desvantagens tornam a avaliação mais precisa e confiável.
• O sucesso dos trabalhos de detecção de vazamentos é potencializado quando se utiliza a metodologia adequada, pois aumenta o índice de acertos e amplia o campo de atividade dos

técnicos, com resultados que impactam na redução dos índices de perdas reais em curto prazo.

• As tecnologias de detecção de vazamentos por método não acústico, por sua vez, podem e devem ser utilizadas com bastante critério, visto que são de difícil aplicação e apresentam custos elevados, mas são excelentes opções em casos onde a detecção acústica não apresenta os resultados esperados, principalmente em áreas onde existem ruídos excessivos, profundidades de redes acima de 1,5 metros, adutoras com diâmetros maiores do que 400 mm e falta de água ou pressão.

• O gerenciamento de pressão é um fator primordial para ampliar o controle das perdas nos sistemas de abastecimento, reduzindo a magnitude dos vazamentos inerentes. O conhecimento das potencialidades de VRPs e boosters é de suma importância nesse contexto, pois mantêm o ganho obtido com os trabalhos de detecção de vazamentos e levam a uma menor fadiga do sistema, ampliando sua vida útil e reduzindo a necessidade de manutenções corretivas.

• O gerenciamento da infraestrutura, no tocante à padronização dos ramais de ligação de água, visa atacar um ponto historicamente frágil do sistema, permitindo um ganho na redução de perdas reais. Quando se padroniza, criam-se as condições de treinar, acompanhar e tomar atitudes mais imediatas quando do surgimento de eventuais problemas, agilizando a resolução dos mesmos.

• É necessário que os gestores que atuam no gerenciamento do controle de perdas conheçam com detalhes as ferramentas e metodologias existentes, suas potencialidades e limitações, permitindo com isso adequar e utilizar seus recursos, tanto financeiros quanto humanos, de modo a atender seus propósitos. Esse conhecimento terá como consequência resultados a curto, médio e longo prazos, adequados a sua realidade e capacidade, permitindo o planejamento de suas atividades e colaborando com a melhoria da imagem das prestadoras de serviços de saneamento, aumento de receita, redução de despesas e maior qualidade ambiental.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABENDI – Associação Brasileira de Ensaios Não-Destrutivos. *Detecção de Vazamentos Não-Vísiveis – Métodos Acústicos*. Apostila do Curso Ministrado no CETRE – Centro de Treinamento da ABENDE. São Paulo, 2005._07_2010

INTERNATIONAL WATER ASSOCIATION – IWA. ***Leakage Location and Repair – Guidance Notes.*** Março 2007.

SABESP. *Manual de Operação - Armazenadores de Ruídos – A.R***.** Apostila para Curso Interno. São Paulo, 2003.

SABESP*. Perdas. Nível técnico-gerencial.* Apostila para Curso Interno. São Paulo, 2005.

SABESP. *Programa de Substituição de Ramais de Água na Metropolitana.* São Paulo, 2008.

SEBA KMT**.** *Detecção de Vazamentos de Água.* Palestra proferida na Copasa.Nova Lima, 2007.

WATERWORKS BUREAU (1994) *Water Leak Prevention*. Apostila para Curso. Sapporo, Japão.

WRC. Disponível em: < http://wwwwrcplc.co.uk/default>. Acesso em 03 maio 2007.

ZANIBONI, Nilton *et AL*..(2002) Análise crítica dos novos procedimentos para detecção de vazamentos não visíveis. In*: XXII Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, Joinville,* ***Anais...***

ZANIBONI, Nilton *et AL..* (2001.) *Detecção de Vazamentos Não Visíveis e Novos Indicadores de Perdas no Sistema de Abastecimento de Água da Região Metropolitana de São Paulo.* Monografia (Curso de Especialização). Faculdade de Saúde Pública, Universidade São Paulo, São Paulo.

ZANIBONI, Nilton (2009). *Equipamentos e Metodologia para o Controle e Redução de Perdas Reais em Sistemas de Abastecimento de Água.* 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Hidráulica e Saneamento) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

ESCORRÊNCIAS PLUVIAIS NA AUTO-ESTRADA A1 DIFERENTES CARACTERÍSTICAS EM 2002 E 2009

Ana Estela BARBOSA[1]; João Nuno FERNANDES[2]

RESUMO

O projecto G-Terra teve início em Janeiro de 2008 e apresenta como uma tarefa a monitorização de escorrências em 5 estradas nacionais. A Auto-Estrada A1 encontrava-se definida como um dos casos de estudo, visto já ter sido objecto de um estudo de monitorização em 2002, permitindo efectuar uma comparação dos dados caracterizadores das escorrências ao fim de 7 anos. Nunca foi possível efectuar esta análise para nenhuma estrada nacional. Os resultados indicaram que os SST, óleos e gorduras e Fe apresentam uma concentração média muito inferior em 2009, comparada com 2002. O Pb quase não é quantificável, na monitorização de 2009, podendo-se dizer que "desapareceu" das escorrências da A1. O Zn e o Cu, apresentam em 2009 médias sensivelmente de metade das registadas em 2002. Esta avaliação temporal parece indicar que o Pb estará, definitivamente, fora da lista de poluentes chave em escorrências de estradas nacionais. Pelo contrário, o Cu será um parâmetro chave adequado, por apresentar estabilidade e constância na sua presença. Verificou-se tanto em 2002 como 2009 concentrações de SST, óleos e gorduras e Fe a excederem o VLE para descarga de águas residuais (Anexo XVIII do Decreto-Lei n.º236/98), confirmando-se a importância do sistema de tratamento existente.

PALAVRAS-CHAVE: *auto-estrada A1, escorrências de estradas, evolução temporal, monitorização, G-Terra, poluição.*

[1] Ph.D. em Biotecnologia e Eng. do Ambiente, Investigadora Auxiliar, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, aestela@lnec.pt

[2] Eng.º Civil, Bolseiro de Investigação, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, jnfernandes@lnec.pt

1 INTRODUÇÃO

1.1 Âmbito

O projecto G-Terra, "Directrizes para a Gestão Integrada das Escorrências de Estradas em Portugal", financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia, teve início em Janeiro de 2008 e apresenta como uma das suas tarefas a monitorização de escorrências em 5 estradas nacionais (por ex., Barbosa *et al*., 2008). A Auto-Estrada A1 encontrava-se, desde logo, definida como um dos casos de estudo, visto ser a Auto-Estrada portuguesa mais antiga, além de já ter sido objecto de um estudo de monitorização em 2002. Esta ocorreu no âmbito do "*Estudo, Avaliação e Gestão Ambiental das Águas de Escorrência de Estradas*" que o LNEC efectuou para o INAG entre 2002 e 2005 (Leitão *et al.*, 2005) e foi realizada à entrada da bacia de tratamento de Fátima.

Considerou-se ser interessante avaliar eventuais diferenças entre as características das escorrências, passados 7 anos sobre a primeira monitorização, análise que nunca foi possível efectuar para nenhuma estrada nacional.

Existem outros estudos, feitos sobre este local que, no entanto, tiveram por objectivo avaliar a eficácia de tratamento na bacia (Matos *et al.*, 1999 e Vieira *et al.*, 2001) e também os impactes da poluição das escorrências da A1 no meio ambiente na envolvente (Leitão *et al.*, 2005).

1.2 Descrição do local

O ponto de monitorização é o colector localizado na caixa de betão que constitui a entrada da bacia de tratamento das escorrências da A1. Essa bacia situa-se ao km 109+100, a Oeste da A1 antes do Nó de Fátima (sentido Sul-Norte, *cf.* Figura 1). Para este ponto convergem as águas de escorrência duma área de 26600 m^2, correspondente à extensão entre os km 108+150 ao km 109+100 e ainda 38000 m^2 correspondentes à bacia de drenagem da envolvente deste troço da A1. O piso da Auto-Estrada na zona de estudo não é drenante e a inclinação é de 2,95%.

O perfil transversal da Auto-Estrada A1, na extensão em causa, apresenta cerca de 28 m de largura total que correspondem a 2 faixas de rodagem por sentido, no total de 7,5 m; separador central de 4 m de largura; 2 bermas esquerdas de 1,0 m de largura e 2 bermas direitas de 3,5 m de largura.



Figura 1 – Local de monitorização.

2 METODOLOGIAS

2.1 Metodologia utilizada em 2002

A monitorização das águas de escorrência realizada pelo LNEC em 2002 utilizou um equipamento que compreendia um medidor de precipitação com um cabo de ligação ao amostrador; um amostrador automático ISCO 6700, com capacidade para amostrar até um total de 24 amostras, em garrafas de polipropeno de 1 l; diversas baterias da ISCO; um carregador de bateria; um painel solar carregador de bateria; um medidor de caudal do tipo "*bubbler*" e um descarregador volumétrico Thel-Mar. Foi construído um adaptador para ajustar o descarregador Thel-Mar ao colector de 800 mm (*cf.* Figura 2). O LNEC fez à BRISA pedidos específicos de infra-estruturação de forma a permitir a adequada instalação do equipamento. (Leitão *et al*., 2005)





Figura 2 – Infra-estruturas e equipamento (monitorização de 2002) (Leitão *et al*., 2005).

Foram efectuadas recolhas em 6 eventos, em Maio de 2002. O número total de amostras recolhidas em cada acontecimento variou entre 7 e 24. Todas as amostras foram transportadas para o LNEC, onde foram medidos os seguintes parâmetros: temperatura, pH, condutividade, oxigénio dissolvido, potencial redox. Os valores de condutividade foram

utilizados, a par com os dados relativos ao caudal, precipitação e tempo de amostragem, para decidir quais as amostras com interesse e como gerar amostras compostas.

As amostras foram conservadas em frascos próprios (de vidro ou plástico) a 4ºC até serem transportadas em caixas térmicas para o laboratório contratado onde foram analisadas. O laboratório de análises contratado necessitou de um volume de amostra para a análise dos diferentes parâmetros, muito superior ao esperado, o que conduziu a uma metodologia destinada a maximizar a informação discreta ao longo do evento e a proporcionar o maior número possível de resultados analíticos. Nesta escolha, sempre que o volume de amostra era reduzido, optou-se por dar prioridade às análises dos metais pesados (Zn, Cu, Pb, Cd e Fe) e sólidos suspensos totais, seguidos dos hidrocarbonetos aromáticos policíclicos (HAP) e dos óleos e gorduras. (Leitão *et al.*, 2005)

Para todos os 6 eventos foram registados dados de precipitação e caudal, além dos relatórios de amostragem. Estes dados constituem um registo contínuo (de 5 em 5 minutos), no *data logger*, com algumas interrupções causadas por falhas na bateria. A insolação local durante o mês de Maio de 2002, onde o céu se manteve nublado por longos períodos de tempo, não foi suficiente para assegurar em tempo real, a recarga da bateria necessária ao funcionamento do equipamento. Este aspecto conduziu a uma grande necessidade de viagens para carregar as baterias, no LNEC, e substituí-las no campo.

No ano em que decorreu a monitorização, 2002, o TMDA foi de 30229 veículos.

2.2 Metodologia utilizada em 2009

A estrutura base utilizada em 2002, colocada no órgão de entrada da bacia (Figura 2) ainda permanecia disponível, tendo-se solicitado à BRISA a construção de um abrigo sobre a mesma, para melhor proteger e instalar o equipamento, bem como proporcionar melhores condições aos operadores de campo.

Utilizou-se o mesmo equipamento automático que na monitorização de 2002, com algumas alterações e *upgrades*: desta feita os frascos de amostragem eram 8, com 1800 ml de capacidade e em vidro borossilicato – o que permite o rigor necessário tanto nas análises de óleos e gorduras como de metais pesados. A fonte de energia de todo o equipamento foi uma bateria de automóvel, que noutros casos demonstrou ser mais eficaz que as baterias da ISCO, permitindo uma maior autonomia energética.

Um dos *upgrades* desta monitorização foi a implementação de um sistema de GSM para aviso por mensagem SMS da existência de amostragem. Dessa forma, foram evitadas deslocações desnecessárias ao local. O GSM enviava diariamente e à mesma hora, um "alerta de presença" o que funcionou como uma vantagem acrescida, pois a ausência deste sinal era um indicador da bateria (que alimenta também o GSM) estar descarregada.

No G-Terra e tendo em vista um dos objectivos específicos do projecto, utilizou-se ainda uma metodologia, baseado na norma ASTM G-140-02 (2002), para determinar a concentração de cloretos atmosféricos. Este método, designado por Vela Húmida é apresentado, por exemplo, em Antunes e Barbosa (2010). Para o implementar foi necessário instalar uma estrutura de madeira num local alto (neste caso, no topo do abrigo). No interior desta foi colocado um *Erlenmeyer*, tapado com uma rolha no seio da qual se

introduziu um tubo de ensaio com uma gaze enrolada à volta (*cf.* Figura 3). Esta gaze mergulha na solução de glicerina, contida no *Erlenmeyer* e permite a difusão dos cloretos recebidos via atmosférica, acumulados na gaze e passados para a solução no interior do *Erlenmeyer*. Estes resultados serão aqui apresentados; não terão um interesse directo para a A1 mas permitem, no âmbito do G-Terra, comparar situações de estradas mais interiores com outras costeiras. A possível existência de um padrão diferente nas escorrências de estradas costeiras encontra-se em estudo no G-Terra (por ex., Antunes e Barbosa, 2010).

O sistema de vela húmida foi instalado juntamente com o equipamento a 27 de Março de 2009. Desde essa data e até 6 de Maio de 2009, este permaneceu no topo do abrigo. Nesse dia efectuou-se a substituição da gaze e solução, dando início a um novo período de amostragem dos cloretos atmosféricos. A 8 de Junho de 2009 a gaze e solução foram recolhidas, perfazendo-se o segundo período de monitorização de cloretos atmosféricos. A solução presente no *Erlenmeyer*, bem como a gaze foram sujeitas a um processo constante na norma ASTM G 140-02 (2002), que depois da determinação da concentração em cloretos na solução final, permite o cálculo da taxa de deposição salina.

A Figura 3 ilustra a instalação do equipamento, trabalhos que tiveram lugar no dia 27 de Março de 2009 com o apoio da equipa de técnicos do Centro Operacional de Leiria. (Barbosa *et al.*, 2010).



Figura 3 – Instalação de monitorização e abrigo com o equipamento em Março de 2009.

Foi seleccionado e contratado um laboratório, localizado próximo de Lisboa e com possibilidade de corresponder aos requisitos do trabalho: lidar com baixas concentrações e

reduzidos volumes de amostras para um número elevado de parâmetros. Os parâmetros seleccionados pela equipa de projecto G-Terra para serem determinados nas amostras das águas de escorrência foram os seguintes: pH, condutividade, salinidade, dureza total, azoto Kjeldhal, fósforo total, sólidos suspensos totais, cloretos, Carbono Orgânico Total (COT), Carência Química de Oxigénio (CQO), Carência Bioquímica de Oxigénio (CBO_5), óleos e gorduras, ferro (Fe), zinco (Zn), cobre (Cu), chumbo (Pb), cádmio (Cd) e crómio (Cr). As amostras para a determinação dos metais pesados foram conservadas, de acordo com o Standard Methods (APHA *et al.*, 1998) e enviadas à Escola Superior de Tecnologia de Viseu (ESTV), participante no projecto G-Terra, onde foram analisados.

Os dados de precipitação e escoamento foram registados cada 5 minutos e as amostras recolhidas de acordo com uma determinada programação.

Os 11 eventos monitorizados ocorreram entre 10 de Abril e 8 de Junho de 2009, totalizando 73 amostras. Como é natural, nem sempre as 8 garrafas no amostrador se encontravam cheias devido a variações temporais no escoamento (registou-se uma média de 6,6 amostras por evento monitorizado).

As 73 amostras foram transportadas tão cedo quanto possível após a recolha, para o LNEC, onde se mediram os valores de temperatura, pH, condutividade, salinidade e SDT. Procedeu-se também à separação de volumes em frascos e à sua conservação (quando requerido), com ácido e refrigeração. O laboratório contratado recolheu os frascos nas instalações do LNEC e procedeu à sua análise. As amostras foram analisadas para o conjunto de 18 parâmetros. Atrás enumerado. Por limitações do volume, nem todos os parâmetros foram determinados no total das amostras.

As amostras para a determinação dos metais pesados foram conservadas e enviadas à ESTV onde foram analisados. Em alguns casos o volume total de amostra era tão reduzido (cerca de 100 ou 150 ml) que se optou por conservá-lo e reservá-lo apenas para a determinação de metais pesados.

O TMDA no troço monitorizado da A1 foi de 28047, 27297 e 27894 veículos, respectivamente para os meses de Abril, Maio e Junho de 2009, correspondendo a uma média de 27746.

3 RESULTADOS

3.1 Resultados obtidos na monitorização de 2002

3.1.1 Resultados precipitação-escoamento

No Quadro 1 apresentam-se os dados de precipitação e de escoamento referentes à monitorização efectuada em 2002. A média dos períodos secos antecedentes aos eventos monitorizados foi de 2 dias; a precipitação média dos 5 eventos, com dados que permitem este cálculo, foi de 6,2 mm.

Quadro 1 – Dados de precipitação escoamento dos eventos monitorizados em 2002. (Adaptados de Leitão *et al*., 2005).

Evento	Data	Período seco antecedente (dias)	Precipitação evento (mm)	Volume total (l)	Q médio (l/s)
1	03-Mai	0	6,8*	1,5	0,0011
2	07-Mai	1,1	1,4	11420,3	2,17
3	13-Mai	5	-	7659,7	0,88
4	17-Mai	3	12,2	21494,0	10,40
5	22-Mai	2,5	6,1	109,5	0,09
6	23-Mai	0,5	4,5	4881,5	0,76

* A amostragem não compreendeu a totalidade do evento de 6,8 mm, mas apenas o escoamento residual, devendo de certa forma representar uma “poluição de fundo”.

3.1.2 Resultados relativos à qualidade das escorrências

Faz-se em seguida um resumo dos dados relativos à monitorização efectuada em 2002, baseados no relatório final do estudo (Leitão *et al*., 2005). As gamas de concentrações e respectivas médias resultantes daquele trabalho encontram-se no Quadro 2. No Quadro 3 podem ser observadas as Concentrações Médias do Lugar (CML).

Os frascos de plástico do amostrador não eram adequados à amostragem para fins de determinação de óleos e gorduras ou hidrocarbonetos. Este material retém estas substâncias, pelo que os valores analíticos obtidos deverão ser inferiores às concentrações reais da amostra. No entanto, foi feita a opção de incluir no estudo os óleos e gorduras e os Hidrocarbonetos Aromáticos Policiclícos, permitindo uma estimativa da sua presença nas escorrências da A1. Naturalmente, a análise de resultados deve ter em conta estas limitações.

Quadro 2 – Concentrações nas águas de escorrência da A1 em 2002 (Leitão *et al*., 2005).

Parâmetro	Número de amostras	Média	Gama de valores
pH	93	6,9	6,3 - 7,4
Condutividade (µS/cm)	93	179,0	124 - 357
SST (mg/l)	31	122,5	10,0 - 872
Zn (mg/l)	24	257,8	0,062-0,736
Cu (mg/l)	24	44,4	0,027 - 0,076
Pb (mg/l)	24	21,2	0,002 - 0,058
Cd (mg/l)	24	0,3	<0,0005
Fe (mg/l)	24	1077	0,086 - 3,030
HAP (mg/l)	15	0,05	<0,00005 - 0,00008
Óleos e gorduras (mg/l)	5	19,2	3,2 - 40

Quadro 3 – CML, desvio padrão, coeficiente de variação e carga poluente para os SST e metais pesados, na A1 à entrada da bacia de Fátima (Leitão *et al*., 2005).

Parâmetro	N.º eventos	CML (mg/l)	Desvio padrão	Coeficiente variação	Carga poluente (kg/ha.ano)
SST	6	84,5	88,2	1,0	704,5
Zn	6	0,159	0,104	0,7	1,3
Pb	6	0,012	0,009	0,8	0,10
Cu	6	0,034	0,010	0,3	0,29
Fe	6	0,724	0,736	1,0	6,03

3.2 Resultados obtidos na monitorização de 2009

3.2.1 Resultados precipitação-escoamento

Conforme foi referido anteriormente, foram monitorizadas as alturas de água e a precipitação em intervalos de 5 minutos. Sendo conhecida a curva de vazão do descarregador, a partir das alturas de água foram calculados os caudais. No Quadro 4 apresentam-se os volumes precipitados (V_{prec}) e escoados (V_{esc}) dos 11 eventos monitorizados.

O período em que houve uma falta de registos de precipitação e de caudal inclui o evento 7. Uma vez que a informação disponível dos outros eventos não foi suficiente para se estabelecer uma relação precipitação-escoamento, o método escolhido para gerar o escoamento do evento 7 foi efectuar um processo de comparação com um outro evento que apresentasse semelhanças com este. (Barbosa et al., 2010)

Assim, a estimativa do escoamento do evento 7 foi feita por associação com o evento 9. A escolha deste evento deveu-se ao facto dos volumes totais precipitados que deram origem aos escoamentos dos dois eventos serem similares (135,7 m^3 e 180,9 m^3 para os eventos 9

e 7, respectivamente) e terem uma duração idêntica. Do que é apresentado no Quadro 4 verifica-se que em todas as situações o volume precipitado é superior ao volume escoado no colector.

A média dos períodos secos antecedentes aos 11 eventos monitorizados é de 5,1 dias; a precipitação média correspondente a estas chuvadas é de 6,9 mm.

Quadro 4 – Dados de precipitação escoamento dos eventos monitorizados em 2009. (Barbosa *et al*., 2010)

Evento	Data	Período seco antecedente (dias)	Precipitação (mm)	V_{prec} = A x P (m^3)	V_{esc} = Q x t (m^3)	V_{esc} / V_{prec}	% do escoamento com amostragem
1	10-Abr	>1	4,6	148,6	6,2	0,04	100
2	14- Abr	4,4	2,0	64,6	3,4	0,05	100
3	15- Abr	0,2	2,8	90,4	13,9	0,15	85
4	17- Abr	0,8	2,4	77,5	6,3	0,08	100
5	17- Abr	0,2	2,4	77,5	17,4	0,22	97
6	18- Abr	0,3	11,4	368,2	103,9	0,29	14
7	09-Mai	20,7	5,6	180,9*	26,6**	0,15**	100
8	23- Mai	9,5	17,6	568,5	140,0	0,24	59
9	05-Jun	12,7	4,2	135,7	19,9	0,15	90
10	06- Jun	0,7	19,8	639,5	176,2	0,28	18
11	08- Jun	1,5	2,8	90,4	10,8	0,12	78

* Obtido através da análise da série de precipitação da estação meteorológica de Crespos.
** Obtido por associação com o evento 9.

3.2.2 Resultados relativos à qualidade das escorrências

No Quadro 5 e 6 são apresentados os dados de qualidade e as concentrações médias do lugar, CML, para a monitorização das águas de escorrência da A1 em 2009.

Quadro 5 – Resumo dos dados de qualidade das escorrências da A1, para os parâmetros onde se verificaram valores não quantificados que foram substituídos usando o método ROS ou o LD/2[3]. (Adaptado de Barbosa *et al.,* 2010)

Parâmetro	N.º Amostras	Média	Gama
pH	37	6,7	5,8 - 7,2
Condutividade (20° C)	65	109,1	58,0 - 288,0
Salinidade (mg/l)	65	55,1	30,0 - 120,0
SDT (mg/l)	64	0,077	0,038 - 0,160
CQO (mg/l)	71	87,7	14,4 - 330,0
CBO_5 (mg/l)	65	8,0	1,4 - 27,5
Dur.Tot. (mg $CaCO_3$/l)	71	62,7	19,0 - 255,0
SST (mg/l)	71	26,0	0,3 - 350,0
N Kjeldahl (mgl)	70	2,0	0,2 - 5,0
COT (mg/l)	70	23,8	6,4 - 72,0
Cloretos (mg/l)	71	7,3	2,0 - 28,0
Óleos e Gord (mg/l)	70	1,3	<2 - 16,0
Fe (mg/l)	73	0,382	<0,395 - 7,192
Zn (mg/l)	73	0,136	<0,081 - 0,834
Cu (mg/l)	73	0,021	<0,015 - 0,051

[3] No âmbito do G-Terra foram estudadas metodologias para lidar com valores analiticamente não quantificados (< LQ). Foi estabelecido um procedimento, explicado em Barbosa *et al.* (2010), que passa pela substituição, quando a amostra cumpre determinados requisitos, dos valores < LQ por LQ/2 ou por valores gerados pelo método *Regression on Order Statistics* (ROS).

Quadro 6 – Concentrações Médias do Lugar (CML) e cargas poluentes da A1 em 2009. (Adaptado de Barbosa *et al*., 2010)

Parâmetro	Nº eventos	CML (mg/l)	Desvio padrão	Coef variação	Carga poluente (kg/ha/ano)
Salinidade	11	51,5	16,9	0,3	595,7
CQO	11	81,9	49,0	0,6	947,5
CBO_5	9	6,9	4,6	0,7	79,6
SST	11	22,2	27,8	1,3	256,6
N-Kjeldahl	11	2,0	0,68	0,34	23,0
P-Total	11	0,25	0,01	0,04	2,89
COT	11	22,7	14,9	0,7	262,5
Cloretos	11	6,7	2,9	0,43	77,4
Ó&Gorduras	11	1,2	1,7	1,3	14,4
Hid. Tot.	11	1,00	0,23	0,23	11,6
Fe	11	0,35	0,56	1,6	4,02
Zn	11	0,127	0,071	0,56	1,47
Cu	11	0,020	0,008	0,41	0,230
Pb	11	0,003	0,003	1,2	0,029

3.2.3 Resultados relativos aos cloretos atmosféricos

O Quadro 7 apresenta as taxas de deposição de cloretos atmosféricos obtidas para os dois períodos monitorizados, sensivelmente com a mesma duração. Os valores obtidos foram de 3,2 e 1,6 mg/m^2.dia.

Quadro 7 – Taxa de deposição salina (mg/m2.dia) na A1 para os dois períodos de monitorização. (Barbosa *et al*., 2010)

Período	N.º dias de acumulação	Cl (mg/m^2.dia)
27 de Março a 6 de Maio 2009	34	3,2
6 de Maio 2009 a 8 de Junho 2009	33	1,6

4 ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS

A comparação dos resultados das duas monitorizações deve ser vista com relatividade e mais no contexto duma avaliação de tendências, uma vez que as metodologias de amostragem apresentam diferenças, os parâmetros quantitativos e qualitativos não coincidem totalmente, as metodologias de tratamento de informação são distintas e, finalmente, o volume de dados também apresenta diferenças. A monitorização efectuada em 2009 apresenta uma maior consistência e um volume superior de dados. O número de eventos angariado no G-Terra (11 eventos) é quase o dobro dos obtidos em 2002 (6 eventos) o que, de certa maneira, condiciona a análise comparativa.

Relativamente aos dados de precipitação escoamento, os relativos a 2002 são mais reduzidos, tendo-se obtido menos informação devido ao período temporal em que se efectuou a monitorização e aos hiatos de informação, causados por falhas na bateria. O tratamento da informação relativa aos dados de precipitação escoamento também não foi tão detalhado como em 2009.

Ambas as monitorizações decorreram no fim do Inverno, início de Primavera. Curiosamente, a média dos volumes precipitados dos eventos monitorizados é semelhante (6-7 mm), embora o mesmo já não aconteça com períodos secos antecedentes, cuja média foi de 2 dias em 2002 e de 5,1 dias em 2009.

O volume médio dos eventos monitorizados em 2009 foi de 51,4 m^3 com um desvio padrão de 63,9 m^3. Considera-se que se conseguiu obter uma boa amostragem do volume total de escoamento. Nas situações em que tal não aconteceu, supõe-se que o escoamento que já não foi monitorizado, correspondendo a eventos muito longos, teria já uma carga poluente reduzida.

Para mais facilmente comparar as características qualitativas das escorrências, em 2002 e em 2009, sintetizaram-se no Quadro 8 as concentrações médias para uma série de parâmetros comuns às duas metodologias. No Quadro 9 faz-se o mesmo paralelo, mas para as CML.

Consta-se que os SST, óleos e gorduras e Fe apresentam uma concentração média muito inferior em 2009, comparada com 2002. O Pb quase não é quantificável, na monitorização de 2009, podendo-se dizer que “desapareceu” das escorrências da A1. Já no que respeita ao Zn e ao Cu, curiosamente ambas as médias têm valores sensivelmente de metade dos registados em 2002.

Quadro 8 – Comparação das concentrações médias de alguns parâmetros de qualidade das escorrências da A1, em 2002 e em 2009.

Parâmetro	N.º amostras 2002	Média 2002	N.º amostras 2009	Média 2009
pH	93	6,9	37	6,7
Cond (20° C)	93	179,0	65	109,1
SST (mg/l)	31	122,5	71	26,0
Óleos e Gord (mg/l)	5	19,2	70	1,3
Fe (mg/l)	24	1,077	73	0,382
Zn (mg/l)	24	0,258	73	0,136
Cu (mg/l)	24	0,044	73	0,021
Pb (mg/l)	24	0,021	73	*
Cd (mg/l)	24	0,0003	73	0,00009

* Não detectado em 54 amostras e <0,018 (Limite de Quantificação) em 16 amostras.

Quadro 9 – Comparação das CML da A1, em 2002 e em 2009.

Parâmetro	N.º eventos 2002	CML 2002	N.º eventos 2009	CML 2009
SST (mg/l)	6	84,5	11	22,2
Fe (mg/l)	6	0,724	11	0,350
Zn (mg/l)	6	0,159	11	0,127
Cu (mg/l)	6	0,034	11	0,020
Pb (mg/l)	6	0,012	11	0,003

O TMDA no ano de 2002 era de 30229 e actualmente é de 27746, ligeiramente inferior. Ambos os estudos foram levados a cabo na altura da Primavera, embora o do ano de 2009 abranja um período mais longo e mais eventos.

Algumas hipóteses que se podem colocar, que poderão explicar parcialmente estas observações são o tráfego ligeiramente inferior e possíveis melhorias ao nível do fabrico dos automóveis e eficiência dos motores. Esta constatação é notória no caso do Pb, face à redução drástica de utilização de gasolina com chumbo. Poderá dar-se o caso do Inverno muito chuvoso de 2008-2009 ter proporcionado uma lavagem mais intensa do SST - e poluentes associados - existindo maior tendência para cada evento poder transportar apenas os poluentes acumulados no período seco antecedente. O valor médio do período seco antecedente foi mais elevado em 2009, mas é conhecido que estas variáveis não apresentam uma correlação directa e os fenómenos podem ser compreendidos apenas quando se integram várias variáveis em simultâneo.

Comparando a gama de valores obtidos em 2009 (Quadro 5) com os resultados da monitorização de 2002 (Quadro 2) observam-se, para os parâmetros comuns, valores da mesma ordem de grandeza mas, conforme reportado na análise das médias, consideravelmente mais baixos. Apenas no caso do Fe e do Zn as concentrações máximas de 2009 são superiores às de 2002.

Foram notórias na monitorização da A1 de 2009 as baixas concentrações de Pb, quase nulas. Aliás o cálculo da CML para este parâmetro foi efectuado com base em metodologias de substituição dos valores abaixo do limite de quantificação e tiveram por objectivo ter uma ideia das cargas deste metal gerada actualmente na A1. As concentrações de Zn e Cu continuam a seguir o padrão nacional Zn>>Cu.

A análise de concentrações deve ser vista com relatividade, visto estas se encontrarem directamente dependentes dos efeitos de diluição provocados pelo volume do escoamento.

A análise das cargas poluentes e das CML oferecem outras possibilidades de comparação. Observando os parâmetros comuns ao Quadro 3 e ao Quadro 6, que são sintetizados no Quadro 9, verifica-se que o único poluente para o qual os valores de CML se apresentam similares é o Zn. Os restantes (SST, Pb, Cu e Fe) evidenciam concentrações CML consideravelmente inferiores na actualidade. Curiosamente, os coeficientes de variação associados às CML são similares nos dois estudos, com excepção do caso do Fe que apresenta no estudo G-Terra um coeficiente de variação bastante superior. O coeficiente de variação associado à CML do Cu é dos mais reduzidos, tanto em 2002 como em 2009, o

que fará deste um poluente adequado a considerar na lista de parâmetros chave em monitorizações de escorrências rodoviárias.

No que respeita à comparação com a legislação (D.L. n.º 236/98) constatou-se que existem amostras com concentrações superiores ao Valor Limite de Emissão (VLE), nomeadamente os SST (VLE=60 mg/l), CQO (VLE=150 mg/l), Fe (VLE=2 mg/l) e os óleos e gorduras (VLE=15 mg/l). Em 2002, a observação respeita aos SST, Fe e óleos e gorduras. Os resultados obtidos para estes últimos deverão ser inferiores aos realmente existentes, dada a situação do material dos frascos de amostragem. Para 2009 verificou-se a ultrapassagem dos VLE para os quatro parâmetros, embora mais marginalmente para os óleos e gorduras. Estas constatações são um indicador, visto o D.L. n.º 236/98 se aplicar a descargas pontuais de águas residuais. Todavia, vêm corroborar a importância e adequação da bacia de tratamento de Fátima na protecção do meio ambiente local, em particular das águas subterrâneas.

Relativamente às taxas de deposição de cloretos atmosféricos obtidas os resultados parecem coerentes para o local, face à concentração máxima de cloretos nas escorrências da A1 (28 mg/l). Note-se que este local se localiza no interior e a mais de 30 km de distância do Oceano Atlântico. Este valor é inferior aos obtidos na A25 (outro dos casos de estudo do G-Terra), na zona de Aveiro, onde se registaram taxas de acumulação de cloretos de 59 e 89 mg/m^2.dia, justificadas pela distância de 5,6 km ao mar e pela proximidade à Ria de Aveiro (Antunes e Barbosa, 2008 e Antunes e Barbosa, 2010).

5 CONCLUSÕES

Considera-se este como sendo um caso muito interessante, a nível nacional, pois se tem neste momento concentrações de alguns poluentes para o mesmo local e com 7 anos de desfasamento. As constatações das diferenças verificadas são um indicador interessante da necessidade de se monitorizar periodicamente os efluentes duma mesma estrada, de forma a actualizar o conhecimento.

Alguns parâmetros comuns às duas monitorizações (SST, óleos e gorduras e Fe) apresentam uma concentração média muito inferior em 2009, comparada com 2002. O Pb quase não é quantificável, na monitorização de 2009, podendo-se dizer que “desapareceu” das escorrências da A1. O Zn e ao Cu, apresentam em 2009 médias sensivelmente de metade das registados em 2002.

O padrão nacional de relação de concentração dos três metais pesados mais relevantes verificado no passado foi de: Zn >> Cu > Pb. No que respeita à A1, a relação Zn–Cu continua a manter-se em 2009, mas esbate-se, de forma marcada, a importância do Pb. Tomando como referência esta avaliação de alterações temporais para este caso de estudo, pode-se dizer que o Pb estará, definitivamente, fora da lista de poluentes chave em escorrências de estradas nacionais. Pelo contrário, o Cu apresenta-se como um parâmetro adequado a considerar na lista de parâmetros chave em monitorizações de escorrências rodoviárias, por apresentar alguma estabilidade e constância na sua presença.

Verifica-se na A1 tendências já observadas noutras estradas nacionais (por exemplo, Barbosa *et al*, 2010), para as concentrações de SST, CQO, Fe e óleos e gorduras excederem o VLE para descarga de águas residuais (Anexo XVIII do Decreto-Lei n.º236/98). Estas constatações confirmam a acuidade do Estudos de Impacte Ambiental e a medida de minimização preconizada: o sistema de tratamento a jusante do local monitorizado.

AGRADECIMENTOS

O G-Terra tem o financiamento da Fundação para a Ciência e Tecnologia (Projecto PTDC/AMB/64953/2006). Os autores desta comunicação expressam o seu agradecimento ao Eng.º Victor Santiago da BRISA e aos Eng.ºs Pinto dos Santos e Rui Beja, do Centro Operacional de Leiria, a autorização a monitorizar a A1 e todo o apoio prestado na infra-estruturação do local.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Antunes, P. e Barbosa, A. (2008) Pavement impacts on highway runoff quality– are coastal areas special cases? 3rd European Pavement and Asset Management, Coimbra, Portugal, 7-8 Julho, 2008, 9 pp.

Antunes, P. e Barbosa, A.E. (2010) Effects of atmospheric salt deposition on highway runoff characteristics. S. Rauch, G.M. Morrison and A. Monzón (eds.), Highway and Urban Environment: Proceedings of the 9th Highway and Urban Environment Symposium, pp. 225-233, Springer, 2010, 416 pp. ISBN 978-90-481-3042-9.

ASTM (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS) G 140-02 (2002) Standard test method for determining atmospheric chloride deposition rate by wet candle method. Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia.

APHA; AWWA; WEF (1998) Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, 20th edition.

Barbosa, A. E., Antunes, P.B. e Ramísio, P. (2008) Directrizes para a Gestão Integradas da Poluição das Escorrências de Estradas em Portugal: G-TERRA, 13º Encontro Nacional de Saneamento Básico (13º ENaSB), 14-17 de Outubro, Covilhã, APESB, 13 pp..

Barbosa, A. E., Fernandes, J. N. e Dodkins, I. (2010) Directrizes para a Gestão Integrada das Águas de Escorrência de Estradas em Portugal. Relatório das Actividades do LNEC em 2008 e 2009. Relatório 96/2010-NRE, Março de 2010, 60 pp.

Leitão, T. E.; Barbosa, A. E.; Henriques, M.J.; Ikävalko, V.; Menezes, J. T. M. (2005) Avaliação e Gestão Ambiental das Águas de Escorrência de Estradas, Relatório Final. Relatório 109/05 – NAS, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Abril de 2005, 243 pp.

Matos, J., Portela, M. e Mourato, S. (1999) Reabilitação da Bacia de Decantação de Fátima, Parecer Técnico, IST- BRISA, Lisboa, 58 pp.

Vieira, A. R., Oliveira, R. M., Matos, J. S. e Barbosa, A. E. (2002) Controlo da Poluição de Escorrências Pluviais de Vias Rápidas em Portugal, 6º Congresso da Água, Porto, APRH, 18-22 de Março, 2002, 14 pp.

ESCORRÊNCIAS PLUVIAIS NA AUTO-ESTRADA A1 DIFERENTES CARACTERÍSTICAS EM 2002 E 2009

Ana Estela BARBOSA[1]; João Nuno FERNANDES[2]

RESUMO

O projecto G-Terra teve início em Janeiro de 2008 e apresenta como uma tarefa a monitorização de escorrências em 5 estradas nacionais. A Auto-Estrada A1 encontrava-se definida como um dos casos de estudo, visto já ter sido objecto de um estudo de monitorização em 2002, permitindo efectuar uma comparação dos dados caracterizadores das escorrências ao fim de 7 anos. Nunca foi possível efectuar esta análise para nenhuma estrada nacional. Os resultados indicaram que os SST, óleos e gorduras e Fe apresentam uma concentração média muito inferior em 2009, comparada com 2002. O Pb quase não é quantificável, na monitorização de 2009, podendo-se dizer que "desapareceu" das escorrências da A1. O Zn e o Cu, apresentam em 2009 médias sensivelmente de metade das registadas em 2002. Esta avaliação temporal parece indicar que o Pb estará, definitivamente, fora da lista de poluentes chave em escorrências de estradas nacionais. Pelo contrário, o Cu será um parâmetro chave adequado, por apresentar estabilidade e constância na sua presença. Verificou-se tanto em 2002 como 2009 concentrações de SST, óleos e gorduras e Fe a excederem o VLE para descarga de águas residuais (Anexo XVIII do Decreto-Lei n.º236/98), confirmando-se a importância do sistema de tratamento existente.

PALAVRAS-CHAVE: *auto-estrada A1, escorrências de estradas, evolução temporal, monitorização, G-Terra, poluição.*

[1] Ph.D. em Biotecnologia e Eng. do Ambiente, Investigadora Auxiliar, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, aestela@lnec.pt

[2] Eng.º Civil, Bolseiro de Investigação, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, jnfernandes@lnec.pt

1 INTRODUÇÃO

1.1 Âmbito

O projecto G-Terra, "Directrizes para a Gestão Integrada das Escorrências de Estradas em Portugal", financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia, teve início em Janeiro de 2008 e apresenta como uma das suas tarefas a monitorização de escorrências em 5 estradas nacionais (por ex., Barbosa *et al*., 2008). A Auto-Estrada A1 encontrava-se, desde logo, definida como um dos casos de estudo, visto ser a Auto-Estrada portuguesa mais antiga, além de já ter sido objecto de um estudo de monitorização em 2002. Esta ocorreu no âmbito do "*Estudo, Avaliação e Gestão Ambiental das Águas de Escorrência de Estradas*" que o LNEC efectuou para o INAG entre 2002 e 2005 (Leitão *et al.*, 2005) e foi realizada à entrada da bacia de tratamento de Fátima.

Considerou-se ser interessante avaliar eventuais diferenças entre as características das escorrências, passados 7 anos sobre a primeira monitorização, análise que nunca foi possível efectuar para nenhuma estrada nacional.

Existem outros estudos, feitos sobre este local que, no entanto, tiveram por objectivo avaliar a eficácia de tratamento na bacia (Matos *et al.*, 1999 e Vieira *et al.*, 2001) e também os impactes da poluição das escorrências da A1 no meio ambiente na envolvente (Leitão *et al.*, 2005).

1.2 Descrição do local

O ponto de monitorização é o colector localizado na caixa de betão que constitui a entrada da bacia de tratamento das escorrências da A1. Essa bacia situa-se ao km 109+100, a Oeste da A1 antes do Nó de Fátima (sentido Sul-Norte, *cf.* Figura 1). Para este ponto convergem as águas de escorrência duma área de 26600 m^2, correspondente à extensão entre os km 108+150 ao km 109+100 e ainda 38000 m^2 correspondentes à bacia de drenagem da envolvente deste troço da A1. O piso da Auto-Estrada na zona de estudo não é drenante e a inclinação é de 2,95%.

O perfil transversal da Auto-Estrada A1, na extensão em causa, apresenta cerca de 28 m de largura total que correspondem a 2 faixas de rodagem por sentido, no total de 7,5 m; separador central de 4 m de largura; 2 bermas esquerdas de 1,0 m de largura e 2 bermas direitas de 3,5 m de largura.



Figura 1 – Local de monitorização.

2 METODOLOGIAS

2.1 Metodologia utilizada em 2002

A monitorização das águas de escorrência realizada pelo LNEC em 2002 utilizou um equipamento que compreendia um medidor de precipitação com um cabo de ligação ao amostrador; um amostrador automático ISCO 6700, com capacidade para amostrar até um total de 24 amostras, em garrafas de polipropeno de 1 l; diversas baterias da ISCO; um carregador de bateria; um painel solar carregador de bateria; um medidor de caudal do tipo "*bubbler*" e um descarregador volumétrico Thel-Mar. Foi construído um adaptador para ajustar o descarregador Thel-Mar ao colector de 800 mm (*cf.* Figura 2). O LNEC fez à BRISA pedidos específicos de infra-estruturação de forma a permitir a adequada instalação do equipamento. (Leitão *et al*., 2005)





Figura 2 – Infra-estruturas e equipamento (monitorização de 2002) (Leitão *et al*., 2005).

Foram efectuadas recolhas em 6 eventos, em Maio de 2002. O número total de amostras recolhidas em cada acontecimento variou entre 7 e 24. Todas as amostras foram transportadas para o LNEC, onde foram medidos os seguintes parâmetros: temperatura, pH, condutividade, oxigénio dissolvido, potencial redox. Os valores de condutividade foram

utilizados, a par com os dados relativos ao caudal, precipitação e tempo de amostragem, para decidir quais as amostras com interesse e como gerar amostras compostas.

As amostras foram conservadas em frascos próprios (de vidro ou plástico) a 4ºC até serem transportadas em caixas térmicas para o laboratório contratado onde foram analisadas. O laboratório de análises contratado necessitou de um volume de amostra para a análise dos diferentes parâmetros, muito superior ao esperado, o que conduziu a uma metodologia destinada a maximizar a informação discreta ao longo do evento e a proporcionar o maior número possível de resultados analíticos. Nesta escolha, sempre que o volume de amostra era reduzido, optou-se por dar prioridade às análises dos metais pesados (Zn, Cu, Pb, Cd e Fe) e sólidos suspensos totais, seguidos dos hidrocarbonetos aromáticos policíclicos (HAP) e dos óleos e gorduras. (Leitão *et al.*, 2005)

Para todos os 6 eventos foram registados dados de precipitação e caudal, além dos relatórios de amostragem. Estes dados constituem um registo contínuo (de 5 em 5 minutos), no *data logger*, com algumas interrupções causadas por falhas na bateria. A insolação local durante o mês de Maio de 2002, onde o céu se manteve nublado por longos períodos de tempo, não foi suficiente para assegurar em tempo real, a recarga da bateria necessária ao funcionamento do equipamento. Este aspecto conduziu a uma grande necessidade de viagens para carregar as baterias, no LNEC, e substituí-las no campo.

No ano em que decorreu a monitorização, 2002, o TMDA foi de 30229 veículos.

2.2 Metodologia utilizada em 2009

A estrutura base utilizada em 2002, colocada no órgão de entrada da bacia (Figura 2) ainda permanecia disponível, tendo-se solicitado à BRISA a construção de um abrigo sobre a mesma, para melhor proteger e instalar o equipamento, bem como proporcionar melhores condições aos operadores de campo.

Utilizou-se o mesmo equipamento automático que na monitorização de 2002, com algumas alterações e *upgrades*: desta feita os frascos de amostragem eram 8, com 1800 ml de capacidade e em vidro borossilicato – o que permite o rigor necessário tanto nas análises de óleos e gorduras como de metais pesados. A fonte de energia de todo o equipamento foi uma bateria de automóvel, que noutros casos demonstrou ser mais eficaz que as baterias da ISCO, permitindo uma maior autonomia energética.

Um dos *upgrades* desta monitorização foi a implementação de um sistema de GSM para aviso por mensagem SMS da existência de amostragem. Dessa forma, foram evitadas deslocações desnecessárias ao local. O GSM enviava diariamente e à mesma hora, um "alerta de presença" o que funcionou como uma vantagem acrescida, pois a ausência deste sinal era um indicador da bateria (que alimenta também o GSM) estar descarregada.

No G-Terra e tendo em vista um dos objectivos específicos do projecto, utilizou-se ainda uma metodologia, baseado na norma ASTM G-140-02 (2002), para determinar a concentração de cloretos atmosféricos. Este método, designado por Vela Húmida é apresentado, por exemplo, em Antunes e Barbosa (2010). Para o implementar foi necessário instalar uma estrutura de madeira num local alto (neste caso, no topo do abrigo). No interior desta foi colocado um *Erlenmeyer*, tapado com uma rolha no seio da qual se

introduziu um tubo de ensaio com uma gaze enrolada à volta (*cf.* Figura 3). Esta gaze mergulha na solução de glicerina, contida no *Erlenmeyer* e permite a difusão dos cloretos recebidos via atmosférica, acumulados na gaze e passados para a solução no interior do *Erlenmeyer*. Estes resultados serão aqui apresentados; não terão um interesse directo para a A1 mas permitem, no âmbito do G-Terra, comparar situações de estradas mais interiores com outras costeiras. A possível existência de um padrão diferente nas escorrências de estradas costeiras encontra-se em estudo no G-Terra (por ex., Antunes e Barbosa, 2010).

O sistema de vela húmida foi instalado juntamente com o equipamento a 27 de Março de 2009. Desde essa data e até 6 de Maio de 2009, este permaneceu no topo do abrigo. Nesse dia efectuou-se a substituição da gaze e solução, dando início a um novo período de amostragem dos cloretos atmosféricos. A 8 de Junho de 2009 a gaze e solução foram recolhidas, perfazendo-se o segundo período de monitorização de cloretos atmosféricos. A solução presente no *Erlenmeyer*, bem como a gaze foram sujeitas a um processo constante na norma ASTM G 140-02 (2002), que depois da determinação da concentração em cloretos na solução final, permite o cálculo da taxa de deposição salina.

A Figura 3 ilustra a instalação do equipamento, trabalhos que tiveram lugar no dia 27 de Março de 2009 com o apoio da equipa de técnicos do Centro Operacional de Leiria. (Barbosa *et al.*, 2010).



Figura 3 – Instalação de monitorização e abrigo com o equipamento em Março de 2009.

Foi seleccionado e contratado um laboratório, localizado próximo de Lisboa e com possibilidade de corresponder aos requisitos do trabalho: lidar com baixas concentrações e

reduzidos volumes de amostras para um número elevado de parâmetros. Os parâmetros seleccionados pela equipa de projecto G-Terra para serem determinados nas amostras das águas de escorrência foram os seguintes: pH, condutividade, salinidade, dureza total, azoto Kjeldhal, fósforo total, sólidos suspensos totais, cloretos, Carbono Orgânico Total (COT), Carência Química de Oxigénio (CQO), Carência Bioquímica de Oxigénio (CBO_5), óleos e gorduras, ferro (Fe), zinco (Zn), cobre (Cu), chumbo (Pb), cádmio (Cd) e crómio (Cr). As amostras para a determinação dos metais pesados foram conservadas, de acordo com o Standard Methods (APHA *et al.*, 1998) e enviadas à Escola Superior de Tecnologia de Viseu (ESTV), participante no projecto G-Terra, onde foram analisados.

Os dados de precipitação e escoamento foram registados cada 5 minutos e as amostras recolhidas de acordo com uma determinada programação.

Os 11 eventos monitorizados ocorreram entre 10 de Abril e 8 de Junho de 2009, totalizando 73 amostras. Como é natural, nem sempre as 8 garrafas no amostrador se encontravam cheias devido a variações temporais no escoamento (registou-se uma média de 6,6 amostras por evento monitorizado).

As 73 amostras foram transportadas tão cedo quanto possível após a recolha, para o LNEC, onde se mediram os valores de temperatura, pH, condutividade, salinidade e SDT. Procedeu-se também à separação de volumes em frascos e à sua conservação (quando requerido), com ácido e refrigeração. O laboratório contratado recolheu os frascos nas instalações do LNEC e procedeu à sua análise. As amostras foram analisadas para o conjunto de 18 parâmetros. Atrás enumerado. Por limitações do volume, nem todos os parâmetros foram determinados no total das amostras.

As amostras para a determinação dos metais pesados foram conservadas e enviadas à ESTV onde foram analisados. Em alguns casos o volume total de amostra era tão reduzido (cerca de 100 ou 150 ml) que se optou por conservá-lo e reservá-lo apenas para a determinação de metais pesados.

O TMDA no troço monitorizado da A1 foi de 28047, 27297 e 27894 veículos, respectivamente para os meses de Abril, Maio e Junho de 2009, correspondendo a uma média de 27746.

3 RESULTADOS

3.1 Resultados obtidos na monitorização de 2002

3.1.1 Resultados precipitação-escoamento

No Quadro 1 apresentam-se os dados de precipitação e de escoamento referentes à monitorização efectuada em 2002. A média dos períodos secos antecedentes aos eventos monitorizados foi de 2 dias; a precipitação média dos 5 eventos, com dados que permitem este cálculo, foi de 6,2 mm.

Quadro 1 – Dados de precipitação escoamento dos eventos monitorizados em 2002. (Adaptados de Leitão *et al*., 2005).

Evento	Data	Período seco antecedente (dias)	Precipitação evento (mm)	Volume total (l)	Q médio (l/s)
1	03-Mai	0	6,8*	1,5	0,0011
2	07-Mai	1,1	1,4	11420,3	2,17
3	13-Mai	5	-	7659,7	0,88
4	17-Mai	3	12,2	21494,0	10,40
5	22-Mai	2,5	6,1	109,5	0,09
6	23-Mai	0,5	4,5	4881,5	0,76

* A amostragem não compreendeu a totalidade do evento de 6,8 mm, mas apenas o escoamento residual, devendo de certa forma representar uma “poluição de fundo”.

3.1.2 Resultados relativos à qualidade das escorrências

Faz-se em seguida um resumo dos dados relativos à monitorização efectuada em 2002, baseados no relatório final do estudo (Leitão *et al*., 2005). As gamas de concentrações e respectivas médias resultantes daquele trabalho encontram-se no Quadro 2. No Quadro 3 podem ser observadas as Concentrações Médias do Lugar (CML).

Os frascos de plástico do amostrador não eram adequados à amostragem para fins de determinação de óleos e gorduras ou hidrocarbonetos. Este material retém estas substâncias, pelo que os valores analíticos obtidos deverão ser inferiores às concentrações reais da amostra. No entanto, foi feita a opção de incluir no estudo os óleos e gorduras e os Hidrocarbonetos Aromáticos Policiclícos, permitindo uma estimativa da sua presença nas escorrências da A1. Naturalmente, a análise de resultados deve ter em conta estas limitações.

Quadro 2 – Concentrações nas águas de escorrência da A1 em 2002 (Leitão *et al*., 2005).

Parâmetro	Número de amostras	Média	Gama de valores
pH	93	6,9	6,3 - 7,4
Condutividade (µS/cm)	93	179,0	124 - 357
SST (mg/l)	31	122,5	10,0 - 872
Zn (mg/l)	24	257,8	0,062-0,736
Cu (mg/l)	24	44,4	0,027 - 0,076
Pb (mg/l)	24	21,2	0,002 - 0,058
Cd (mg/l)	24	0,3	<0,0005
Fe (mg/l)	24	1077	0,086 - 3,030
HAP (mg/l)	15	0,05	<0,00005 - 0,00008
Óleos e gorduras (mg/l)	5	19,2	3,2 - 40

Quadro 3 – CML, desvio padrão, coeficiente de variação e carga poluente para os SST e metais pesados, na A1 à entrada da bacia de Fátima (Leitão *et al*., 2005).

Parâmetro	N.º eventos	CML (mg/l)	Desvio padrão	Coeficiente variação	Carga poluente (kg/ha.ano)
SST	6	84,5	88,2	1,0	704,5
Zn	6	0,159	0,104	0,7	1,3
Pb	6	0,012	0,009	0,8	0,10
Cu	6	0,034	0,010	0,3	0,29
Fe	6	0,724	0,736	1,0	6,03

3.2 Resultados obtidos na monitorização de 2009

3.2.1 Resultados precipitação-escoamento

Conforme foi referido anteriormente, foram monitorizadas as alturas de água e a precipitação em intervalos de 5 minutos. Sendo conhecida a curva de vazão do descarregador, a partir das alturas de água foram calculados os caudais. No Quadro 4 apresentam-se os volumes precipitados (V_{prec}) e escoados (V_{esc}) dos 11 eventos monitorizados.

O período em que houve uma falta de registos de precipitação e de caudal inclui o evento 7. Uma vez que a informação disponível dos outros eventos não foi suficiente para se estabelecer uma relação precipitação-escoamento, o método escolhido para gerar o escoamento do evento 7 foi efectuar um processo de comparação com um outro evento que apresentasse semelhanças com este. (Barbosa et al., 2010)

Assim, a estimativa do escoamento do evento 7 foi feita por associação com o evento 9. A escolha deste evento deveu-se ao facto dos volumes totais precipitados que deram origem aos escoamentos dos dois eventos serem similares (135,7 m^3 e 180,9 m^3 para os eventos 9

e 7, respectivamente) e terem uma duração idêntica. Do que é apresentado no Quadro 4 verifica-se que em todas as situações o volume precipitado é superior ao volume escoado no colector.

A média dos períodos secos antecedentes aos 11 eventos monitorizados é de 5,1 dias; a precipitação média correspondente a estas chuvadas é de 6,9 mm.

Quadro 4 – Dados de precipitação escoamento dos eventos monitorizados em 2009. (Barbosa *et al*., 2010)

Evento	Data	Período seco antecedente (dias)	Precipitação (mm)	V_{prec} = A x P (m^3)	V_{esc} = Q x t (m^3)	V_{esc} / V_{prec}	% do escoamento com amostragem
1	10-Abr	>1	4,6	148,6	6,2	0,04	100
2	14- Abr	4,4	2,0	64,6	3,4	0,05	100
3	15- Abr	0,2	2,8	90,4	13,9	0,15	85
4	17- Abr	0,8	2,4	77,5	6,3	0,08	100
5	17- Abr	0,2	2,4	77,5	17,4	0,22	97
6	18- Abr	0,3	11,4	368,2	103,9	0,29	14
7	09-Mai	20,7	5,6	180,9*	26,6**	0,15**	100
8	23- Mai	9,5	17,6	568,5	140,0	0,24	59
9	05-Jun	12,7	4,2	135,7	19,9	0,15	90
10	06- Jun	0,7	19,8	639,5	176,2	0,28	18
11	08- Jun	1,5	2,8	90,4	10,8	0,12	78

* Obtido através da análise da série de precipitação da estação meteorológica de Crespos.
** Obtido por associação com o evento 9.

3.2.2 Resultados relativos à qualidade das escorrências

No Quadro 5 e 6 são apresentados os dados de qualidade e as concentrações médias do lugar, CML, para a monitorização das águas de escorrência da A1 em 2009.

Quadro 5 – Resumo dos dados de qualidade das escorrências da A1, para os parâmetros onde se verificaram valores não quantificados que foram substituídos usando o método ROS ou o LD/2[3]. (Adaptado de Barbosa *et al.,* 2010)

Parâmetro	N.º Amostras	Média	Gama
pH	37	6,7	5,8 - 7,2
Condutividade (20° C)	65	109,1	58,0 - 288,0
Salinidade (mg/l)	65	55,1	30,0 - 120,0
SDT (mg/l)	64	0,077	0,038 - 0,160
CQO (mg/l)	71	87,7	14,4 - 330,0
CBO_5 (mg/l)	65	8,0	1,4 - 27,5
Dur.Tot. (mg $CaCO_3$/l)	71	62,7	19,0 - 255,0
SST (mg/l)	71	26,0	0,3 - 350,0
N Kjeldahl (mgl)	70	2,0	0,2 - 5,0
COT (mg/l)	70	23,8	6,4 - 72,0
Cloretos (mg/l)	71	7,3	2,0 - 28,0
Óleos e Gord (mg/l)	70	1,3	<2 - 16,0
Fe (mg/l)	73	0,382	<0,395 - 7,192
Zn (mg/l)	73	0,136	<0,081 - 0,834
Cu (mg/l)	73	0,021	<0,015 - 0,051

[3] No âmbito do G-Terra foram estudadas metodologias para lidar com valores analiticamente não quantificados (< LQ). Foi estabelecido um procedimento, explicado em Barbosa *et al.* (2010), que passa pela substituição, quando a amostra cumpre determinados requisitos, dos valores < LQ por LQ/2 ou por valores gerados pelo método *Regression on Order Statistics* (ROS).

Quadro 6 – Concentrações Médias do Lugar (CML) e cargas poluentes da A1 em 2009. (Adaptado de Barbosa *et al*., 2010)

Parâmetro	Nº eventos	CML (mg/l)	Desvio padrão	Coef variação	Carga poluente (kg/ha/ano)
Salinidade	11	51,5	16,9	0,3	595,7
CQO	11	81,9	49,0	0,6	947,5
CBO_5	9	6,9	4,6	0,7	79,6
SST	11	22,2	27,8	1,3	256,6
N-Kjeldahl	11	2,0	0,68	0,34	23,0
P-Total	11	0,25	0,01	0,04	2,89
COT	11	22,7	14,9	0,7	262,5
Cloretos	11	6,7	2,9	0,43	77,4
Ó&Gorduras	11	1,2	1,7	1,3	14,4
Hid. Tot.	11	1,00	0,23	0,23	11,6
Fe	11	0,35	0,56	1,6	4,02
Zn	11	0,127	0,071	0,56	1,47
Cu	11	0,020	0,008	0,41	0,230
Pb	11	0,003	0,003	1,2	0,029

3.2.3 Resultados relativos aos cloretos atmosféricos

O Quadro 7 apresenta as taxas de deposição de cloretos atmosféricos obtidas para os dois períodos monitorizados, sensivelmente com a mesma duração. Os valores obtidos foram de 3,2 e 1,6 mg/m^2.dia.

Quadro 7 – Taxa de deposição salina (mg/m2.dia) na A1 para os dois períodos de monitorização. (Barbosa *et al*., 2010)

Período	N.º dias de acumulação	Cl (mg/m^2.dia)
27 de Março a 6 de Maio 2009	34	3,2
6 de Maio 2009 a 8 de Junho 2009	33	1,6

4 ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS

A comparação dos resultados das duas monitorizações deve ser vista com relatividade e mais no contexto duma avaliação de tendências, uma vez que as metodologias de amostragem apresentam diferenças, os parâmetros quantitativos e qualitativos não coincidem totalmente, as metodologias de tratamento de informação são distintas e, finalmente, o volume de dados também apresenta diferenças. A monitorização efectuada em 2009 apresenta uma maior consistência e um volume superior de dados. O número de eventos angariado no G-Terra (11 eventos) é quase o dobro dos obtidos em 2002 (6 eventos) o que, de certa maneira, condiciona a análise comparativa.

Relativamente aos dados de precipitação escoamento, os relativos a 2002 são mais reduzidos, tendo-se obtido menos informação devido ao período temporal em que se efectuou a monitorização e aos hiatos de informação, causados por falhas na bateria. O tratamento da informação relativa aos dados de precipitação escoamento também não foi tão detalhado como em 2009.

Ambas as monitorizações decorreram no fim do Inverno, início de Primavera. Curiosamente, a média dos volumes precipitados dos eventos monitorizados é semelhante (6-7 mm), embora o mesmo já não aconteça com períodos secos antecedentes, cuja média foi de 2 dias em 2002 e de 5,1 dias em 2009.

O volume médio dos eventos monitorizados em 2009 foi de 51,4 m^3 com um desvio padrão de 63,9 m^3. Considera-se que se conseguiu obter uma boa amostragem do volume total de escoamento. Nas situações em que tal não aconteceu, supõe-se que o escoamento que já não foi monitorizado, correspondendo a eventos muito longos, teria já uma carga poluente reduzida.

Para mais facilmente comparar as características qualitativas das escorrências, em 2002 e em 2009, sintetizaram-se no Quadro 8 as concentrações médias para uma série de parâmetros comuns às duas metodologias. No Quadro 9 faz-se o mesmo paralelo, mas para as CML.

Consta-se que os SST, óleos e gorduras e Fe apresentam uma concentração média muito inferior em 2009, comparada com 2002. O Pb quase não é quantificável, na monitorização de 2009, podendo-se dizer que “desapareceu” das escorrências da A1. Já no que respeita ao Zn e ao Cu, curiosamente ambas as médias têm valores sensivelmente de metade dos registados em 2002.

Quadro 8 – Comparação das concentrações médias de alguns parâmetros de qualidade das escorrências da A1, em 2002 e em 2009.

Parâmetro	N.º amostras 2002	Média 2002	N.º amostras 2009	Média 2009
pH	93	6,9	37	6,7
Cond (20° C)	93	179,0	65	109,1
SST (mg/l)	31	122,5	71	26,0
Óleos e Gord (mg/l)	5	19,2	70	1,3
Fe (mg/l)	24	1,077	73	0,382
Zn (mg/l)	24	0,258	73	0,136
Cu (mg/l)	24	0,044	73	0,021
Pb (mg/l)	24	0,021	73	*
Cd (mg/l)	24	0,0003	73	0,00009

* Não detectado em 54 amostras e <0,018 (Limite de Quantificação) em 16 amostras.

Quadro 9 – Comparação das CML da A1, em 2002 e em 2009.

Parâmetro	N.º eventos 2002	CML 2002	N.º eventos 2009	CML 2009
SST (mg/l)	6	84,5	11	22,2
Fe (mg/l)	6	0,724	11	0,350
Zn (mg/l)	6	0,159	11	0,127
Cu (mg/l)	6	0,034	11	0,020
Pb (mg/l)	6	0,012	11	0,003

O TMDA no ano de 2002 era de 30229 e actualmente é de 27746, ligeiramente inferior. Ambos os estudos foram levados a cabo na altura da Primavera, embora o do ano de 2009 abranja um período mais longo e mais eventos.

Algumas hipóteses que se podem colocar, que poderão explicar parcialmente estas observações são o tráfego ligeiramente inferior e possíveis melhorias ao nível do fabrico dos automóveis e eficiência dos motores. Esta constatação é notória no caso do Pb, face à redução drástica de utilização de gasolina com chumbo. Poderá dar-se o caso do Inverno muito chuvoso de 2008-2009 ter proporcionado uma lavagem mais intensa do SST - e poluentes associados - existindo maior tendência para cada evento poder transportar apenas os poluentes acumulados no período seco antecedente. O valor médio do período seco antecedente foi mais elevado em 2009, mas é conhecido que estas variáveis não apresentam uma correlação directa e os fenómenos podem ser compreendidos apenas quando se integram várias variáveis em simultâneo.

Comparando a gama de valores obtidos em 2009 (Quadro 5) com os resultados da monitorização de 2002 (Quadro 2) observam-se, para os parâmetros comuns, valores da mesma ordem de grandeza mas, conforme reportado na análise das médias, consideravelmente mais baixos. Apenas no caso do Fe e do Zn as concentrações máximas de 2009 são superiores às de 2002.

Foram notórias na monitorização da A1 de 2009 as baixas concentrações de Pb, quase nulas. Aliás o cálculo da CML para este parâmetro foi efectuado com base em metodologias de substituição dos valores abaixo do limite de quantificação e tiveram por objectivo ter uma ideia das cargas deste metal gerada actualmente na A1. As concentrações de Zn e Cu continuam a seguir o padrão nacional Zn>>Cu.

A análise de concentrações deve ser vista com relatividade, visto estas se encontrarem directamente dependentes dos efeitos de diluição provocados pelo volume do escoamento.

A análise das cargas poluentes e das CML oferecem outras possibilidades de comparação. Observando os parâmetros comuns ao Quadro 3 e ao Quadro 6, que são sintetizados no Quadro 9, verifica-se que o único poluente para o qual os valores de CML se apresentam similares é o Zn. Os restantes (SST, Pb, Cu e Fe) evidenciam concentrações CML consideravelmente inferiores na actualidade. Curiosamente, os coeficientes de variação associados às CML são similares nos dois estudos, com excepção do caso do Fe que apresenta no estudo G-Terra um coeficiente de variação bastante superior. O coeficiente de variação associado à CML do Cu é dos mais reduzidos, tanto em 2002 como em 2009, o

que fará deste um poluente adequado a considerar na lista de parâmetros chave em monitorizações de escorrências rodoviárias.

No que respeita à comparação com a legislação (D.L. n.º 236/98) constatou-se que existem amostras com concentrações superiores ao Valor Limite de Emissão (VLE), nomeadamente os SST (VLE=60 mg/l), CQO (VLE=150 mg/l), Fe (VLE=2 mg/l) e os óleos e gorduras (VLE=15 mg/l). Em 2002, a observação respeita aos SST, Fe e óleos e gorduras. Os resultados obtidos para estes últimos deverão ser inferiores aos realmente existentes, dada a situação do material dos frascos de amostragem. Para 2009 verificou-se a ultrapassagem dos VLE para os quatro parâmetros, embora mais marginalmente para os óleos e gorduras. Estas constatações são um indicador, visto o D.L. n.º 236/98 se aplicar a descargas pontuais de águas residuais. Todavia, vêm corroborar a importância e adequação da bacia de tratamento de Fátima na protecção do meio ambiente local, em particular das águas subterrâneas.

Relativamente às taxas de deposição de cloretos atmosféricos obtidas os resultados parecem coerentes para o local, face à concentração máxima de cloretos nas escorrências da A1 (28 mg/l). Note-se que este local se localiza no interior e a mais de 30 km de distância do Oceano Atlântico. Este valor é inferior aos obtidos na A25 (outro dos casos de estudo do G-Terra), na zona de Aveiro, onde se registaram taxas de acumulação de cloretos de 59 e 89 mg/m^2.dia, justificadas pela distância de 5,6 km ao mar e pela proximidade à Ria de Aveiro (Antunes e Barbosa, 2008 e Antunes e Barbosa, 2010).

5 CONCLUSÕES

Considera-se este como sendo um caso muito interessante, a nível nacional, pois se tem neste momento concentrações de alguns poluentes para o mesmo local e com 7 anos de desfasamento. As constatações das diferenças verificadas são um indicador interessante da necessidade de se monitorizar periodicamente os efluentes duma mesma estrada, de forma a actualizar o conhecimento.

Alguns parâmetros comuns às duas monitorizações (SST, óleos e gorduras e Fe) apresentam uma concentração média muito inferior em 2009, comparada com 2002. O Pb quase não é quantificável, na monitorização de 2009, podendo-se dizer que “desapareceu” das escorrências da A1. O Zn e ao Cu, apresentam em 2009 médias sensivelmente de metade das registados em 2002.

O padrão nacional de relação de concentração dos três metais pesados mais relevantes verificado no passado foi de: Zn >> Cu > Pb. No que respeita à A1, a relação Zn–Cu continua a manter-se em 2009, mas esbate-se, de forma marcada, a importância do Pb. Tomando como referência esta avaliação de alterações temporais para este caso de estudo, pode-se dizer que o Pb estará, definitivamente, fora da lista de poluentes chave em escorrências de estradas nacionais. Pelo contrário, o Cu apresenta-se como um parâmetro adequado a considerar na lista de parâmetros chave em monitorizações de escorrências rodoviárias, por apresentar alguma estabilidade e constância na sua presença.

Verifica-se na A1 tendências já observadas noutras estradas nacionais (por exemplo, Barbosa *et al*, 2010), para as concentrações de SST, CQO, Fe e óleos e gorduras excederem o VLE para descarga de águas residuais (Anexo XVIII do Decreto-Lei n.º236/98). Estas constatações confirmam a acuidade do Estudos de Impacte Ambiental e a medida de minimização preconizada: o sistema de tratamento a jusante do local monitorizado.

AGRADECIMENTOS

O G-Terra tem o financiamento da Fundação para a Ciência e Tecnologia (Projecto PTDC/AMB/64953/2006). Os autores desta comunicação expressam o seu agradecimento ao Eng.º Victor Santiago da BRISA e aos Eng.ºs Pinto dos Santos e Rui Beja, do Centro Operacional de Leiria, a autorização a monitorizar a A1 e todo o apoio prestado na infra-estruturação do local.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Antunes, P. e Barbosa, A. (2008) Pavement impacts on highway runoff quality– are coastal areas special cases? 3rd European Pavement and Asset Management, Coimbra, Portugal, 7-8 Julho, 2008, 9 pp.

Antunes, P. e Barbosa, A.E. (2010) Effects of atmospheric salt deposition on highway runoff characteristics. S. Rauch, G.M. Morrison and A. Monzón (eds.), Highway and Urban Environment: Proceedings of the 9th Highway and Urban Environment Symposium, pp. 225-233, Springer, 2010, 416 pp. ISBN 978-90-481-3042-9.

ASTM (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS) G 140-02 (2002) Standard test method for determining atmospheric chloride deposition rate by wet candle method. Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia.

APHA; AWWA; WEF (1998) Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, 20th edition.

Barbosa, A. E., Antunes, P.B. e Ramísio, P. (2008) Directrizes para a Gestão Integradas da Poluição das Escorrências de Estradas em Portugal: G-TERRA, 13º Encontro Nacional de Saneamento Básico (13º ENaSB), 14-17 de Outubro, Covilhã, APESB, 13 pp..

Barbosa, A. E., Fernandes, J. N. e Dodkins, I. (2010) Directrizes para a Gestão Integrada das Águas de Escorrência de Estradas em Portugal. Relatório das Actividades do LNEC em 2008 e 2009. Relatório 96/2010-NRE, Março de 2010, 60 pp.

Leitão, T. E.; Barbosa, A. E.; Henriques, M.J.; Ikävalko, V.; Menezes, J. T. M. (2005) Avaliação e Gestão Ambiental das Águas de Escorrência de Estradas, Relatório Final. Relatório 109/05 – NAS, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Abril de 2005, 243 pp.

Matos, J., Portela, M. e Mourato, S. (1999) Reabilitação da Bacia de Decantação de Fátima, Parecer Técnico, IST- BRISA, Lisboa, 58 pp.

Vieira, A. R., Oliveira, R. M., Matos, J. S. e Barbosa, A. E. (2002) Controlo da Poluição de Escorrências Pluviais de Vias Rápidas em Portugal, 6º Congresso da Água, Porto, APRH, 18-22 de Março, 2002, 14 pp.

ESTABELECIMENTO DE PRIORIDADES DE INTERVENÇÃO EM SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA

António Jorge MONTEIRO (1); Patrícia RIBEIRO (2)

RESUMO

Entre os desafios mais significativos que se perspectivam na área do saneamento, destaca-se a gestão sustentável dos sistemas de drenagem, salvaguardando o controlo dos riscos ambientais e funcionais. Dado o deficiente desempenho da maioria das redes e os enormes custos de substituição dessas componentes nos contextos urbanos, torna-se imperativo estabelecer acções que visem melhorar estes sistemas e prolongar a sua vida útil.

Estes objectivos podem ser alcançados de forma eficiente através de uma gestão patrimonial de infra-estruturas que incorpore ferramentas de planeamento a longo prazo, análises de ciclo de vida dos produtos, manutenção pro-activa e planos de substituição baseados em análises de custo-benefício.

Porém, o estado preliminar de desenvolvimento dos sistemas de informação e cadastro da generalidade das entidades gestoras em Portugal dificulta a adopção efectiva deste tipo de metodologias, pelo que é necessário desenvolver outras abordagens, "versões simplificadas" que possam ser facilmente aplicáveis, requerendo apenas dados acessíveis, pois demonstra-se que há uma fracção relativamente limitada de infra-estruturas que causam os problemas mais significativos.

Neste artigo propõe-se uma metodologia para estabelecimento de prioridades de intervenção baseada em alguns parâmetros chave de desempenho, com os quais deverá ser possível tomar decisões estruturantes.

Palavras-chave: gestão patrimonial de infra-estruturas; indicadores de desempenho; metodologias de apoio à decisão; renovação e reabilitação; sistemas de drenagem urbana.

(1) Eng.º Civil, PhD em Engenharia Civil (IST), ENGIDRO - Estudos de Engenharia Lda, Rua Luís Cristino da Silva, Lt 248 2º 98E, 1950-172 Lisboa, Portugal. Tel. (+351) 218310320, Fax: (+351) 218597070, E-mail: a.j.monteiro@engidro.pt

(2) Eng.ª Ambiente, MSc em Engenharia Sanitária (FCT/UNL), ENGIDRO - Estudos de Engenharia Lda, Rua Luís Cristino da Silva, Lt 248 2º 98E, 1950-172 Lisboa, Portugal. Tel. 218310320, Fax: 218597070, E-mail: patricia.ribeiro@engidro.pt

1 INTRODUÇÃO

No contexto da drenagem urbana, muitas cidades são actualmente servidas por infra-estruturas deterioradas, deixando as comunidades vulneráveis à ocorrência de eventos inesperados, com consequências graves para os próprios sistemas de águas residuais e também para as actividades superficiais (Hahn *et al.*, 1999).

Dada a importância destes sistemas, o estado funcional das redes e os enormes custos de substituição dessas componentes, as entidades gestoras são desafiadas a estabelecer acções para restaurar e/ou melhorar os sistemas e prolongar a sua vida útil de serviço. Estes objectivos podem ser alcançados através da adopção de abordagens de gestão patrimonial de infra-estruturas e o uso de ferramentas de apoio à decisão, aplicáveis na operação, manutenção e reabilitação dos sistemas de drenagem urbana. Considera-se que este tipo de metodologias deverá ganhar cada vez mais importância num futuro próximo, devido a um conjunto de razões como o envelhecimento dos sistemas existentes, mudanças no sector da regulação, procura de maior transparência na tomada de decisões e na relação com os clientes, assim como crescentes preocupações com as alterações climáticas (E. Ana, 2007).

No entanto, verifica-se em grande parte dos casos que a selecção de prioridades é condicionada logo à partida por uma grande escassez de informações e pela falta de perspectiva global dos problemas, uma vez que as acções são orientadas para a resposta a emergências, perdendo-se a visão de conjunto. De facto, entre as entidades gestoras, apenas podem adoptar ferramentas sofisticadas as que possuem bases de dados extensas. Por outro lado, demonstra-se que existe um efeito de Pareto no desempenho dos sistemas de drenagem urbana, ou seja, que é uma fracção relativamente limitada de infra-estruturas que causam a maioria dos problemas, o que tem sido eficazmente utilizado por um número considerável de entidades gestoras, com resultados visíveis (NZWWA, 1996).

Evidencia-se assim a necessidade de optar por metodologias simples, requerendo apenas parâmetros disponíveis que tenham influência no desempenho de sistemas de drenagem, com os quais será possível tomar decisões estruturantes. Neste artigo propõe-se uma sequência de acções para estabelecimento de prioridades de intervenção que tem subjacente o objectivo de encontrar o equilíbrio entre as necessidades de dados e os resultados que se podem obter.

O desenvolvimento da metodologia baseia-se na experiência recente da *ENGIDRO – Estudos de Engenharia* em vários planos directores de saneamento e drenagem urbana, nos quais se concluiu logo após as fases iniciais de diagnóstico que existe um conjunto relativamente restrito de intervenções que se destacam como prioritárias, pois permitem melhorar eficazmente o desempenho global dos sistemas, ao mesmo tempo que colmatam a totalidade do orçamento disponível das entidades gestoras. Por outro lado, a experiência adquirida com estes estudos evidenciou que a consistência dos cadastros e sistemas de informação das entidades não é compatível com a urgência das necessidades de intervenção, por vezes sujeitas a prazos apertados para candidatura a fundos de financiamento, pelo que houve necessidade de simplificar a análise e seleccionar os locais de intervenção com base num número restrito de critérios.

2 METODOLOGIAS PARA DEFINIÇÃO DE PRIORIDADES DE INTERVENÇÃO

2.1 Aspectos gerais da gestão patrimonial de infra-estruturas de drenagem

Nos modelos tradicionais de gestão das infra-estruturas de drenagem, as entidades gestoras investem apenas uma pequena porção do seu orçamento na melhoria das condições do sistema de drenagem. A falta de níveis adequados de manutenção leva a que os serviços operem em modo "reactivo" (*run-to-failure*), com a maioria dos recursos atribuída a emergências e à substituição de componentes. Neste modelo de manutenção, os activos tendem a deteriorar-se mais rapidamente do que o esperado, conduzindo à rápida redução do desempenho da infra-estrutura e à necessidade de realizar investimentos de substituição ou reabilitação (USEPA, 2002).

Nos últimos anos, de forma progressiva, as entidades gestoras de todo o mundo têm vindo a implementar novas metodologias, que procuram garantir bons níveis de desempenho independentemente da idade das infra-estruturas, seguindo os critérios de gestão patrimonial de infra-estruturas (na terminologia anglo-saxónica, "*infrastructure asset management*", expressão que é traduzida por alguns autores por "gestão de activos"). Trata-se de um processo sistemático e contínuo segundo o qual os componentes do sistema são mantidos sob um planeamento prolongado de ciclos de utilização e finalmente substituídos quando a deterioração ultrapassa o benefício de manutenção, garantindo a distribuição equilibrada de custos ao longo da vida útil (USEPA, 2002).

Na Figura 1 representa-se esquematicamente os dois tipos de abordagem mencionados.

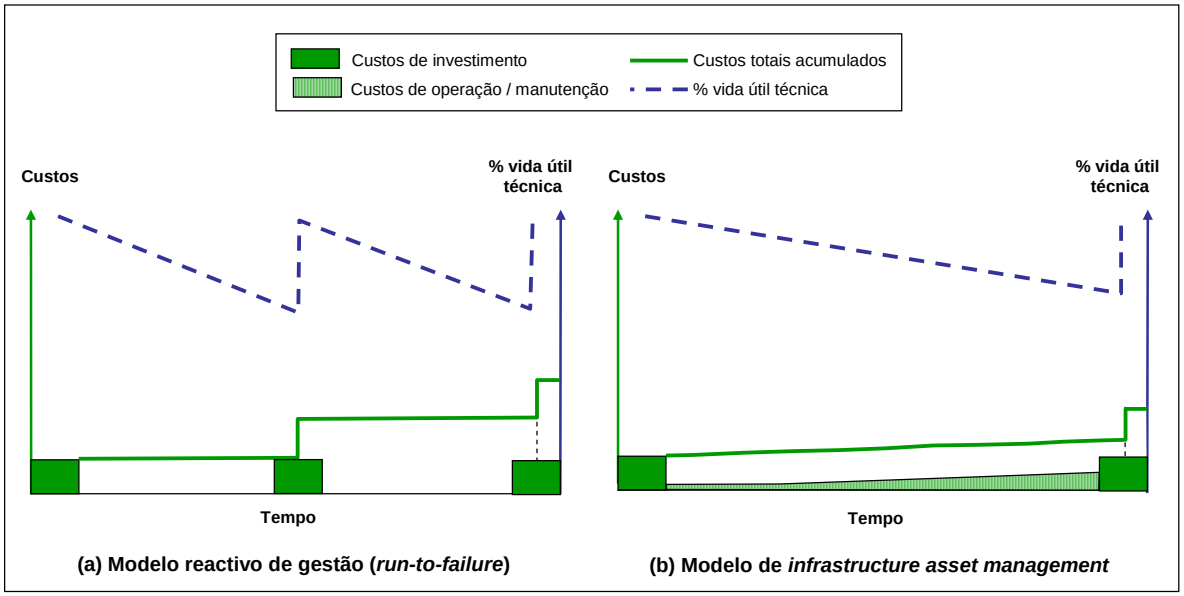


Figura 1 – Representação esquemática de diferentes métodos de gestão de infra-estruturas

O uso da gestão patrimonial de infra-estruturas protege os sistemas de drenagem e os recursos financeiros, através de:

- manutenção adequada das infra-estruturas, prevenindo a ocorrência de falhas precoces dos sistemas;
- aumento dos ciclos de vida das infra-estruturas, reduzindo os custos anuais e globais;
- gestão da procura, com consequente redução na necessidade de expansões (por exemplo, através da redução de infiltração e afluências indevidas, balanço de caudais, entre outras);
- redução de custos de investimento, pela avaliação económica das opções disponíveis;
- atenção nos resultados, definindo claramente as responsabilidades dentro das organizações.

As ferramentas desenvolvidas no mundo inteiro diferem nas suas capacidades e funcionalidades. Algumas são integrantes, abarcando a gestão de informação, avaliação do desempenho, análise da deterioração e planeamento da reabilitação (designadamente, os modelos CARE-S e Hydroplan). Estes abrangem os requisitos de um sistema de gestão de activos, outros são mais específicos e cobrem apenas parte dessas funções. Todos integram a capacidade de gestão de dados e a maioria usa as funcionalidades dos sistemas de informação geográfica (SIG), que se assumem como ferramentas importantes para o inventário das infra-estruturas (Vanier, 2001). O essencial da maioria dos instrumentos mencionados consiste na análise de desempenho e prognóstico da deterioração, factores cruciais em qualquer sistema de gestão de activos (Lemer, 2000), através do uso modelos hidrodinâmicos e de modelos de deterioração (por exemplo, cadeia de Markov). Refira-se ainda que algumas das ferramentas permitem a produção de planos de reabilitação de redes através do uso de técnicas multi-critério e de análise de custos.

Em termos de complexidade, salienta-se desde logo o facto da maioria destas ferramentas ser bastante intrincada na sua arquitectura. O uso de modelos de simulação hidráulica, modelos de deterioração e de análise multi-critério requer a intervenção de várias pessoas para implementar e manter o sistema.

Em Portugal, os desenvolvimentos desta abordagem são ainda preliminares, uma vez que as estruturas de informação e cadastro da grande maioria das entidades gestoras apresentam reduzidos graus de consistência e robustez. Deve reconhecer-se, no entanto, que existe interesse das entidades gestoras portuguesas pela gestão patrimonial de infra-estruturas (GPI), tendo-se desenvolvido vários estudos sobre esta temática nos últimos anos. Recentemente, foi constituído um grupo de trabalho que se encontra a desenvolver um projecto designado por *AWARE - Advanced Water Asset Rehabilitation* (pode-se consultar em www.aware-p.org). Este projecto de investigação, que teve início em 2008, tem por objectivo o desenvolvimento de uma ferramenta informática de apoio à decisão na área da reabilitação de infra-estruturas e é financiado pelo *European Economic Area* (EEA) *Financial* Mechanism, pela ERSAR (Entidade Reguladora de Águas e Resíduos) e por 4 *end-users* - AdP, SMAS de Oeiras e Amadora, VEOLIA e AGS – prevendo-se que os seus resultados sejam disponibilizados a todas as entidades gestoras nacionais.

Neste contexto, a gestão patrimonial de infra-estruturas no país conhece agora um interesse crescente, potenciado por um conjunto de circunstâncias. Um dos factores tem a ver com a

dimensão do problema, que tende a aumentar com a maturidade dos sistemas e o envelhecimento das infra-estruturas.

Outro aspecto relevante decorre da entrada em vigor de legislação comunitária progressivamente mais exigente e restritiva, relativamente ao sistema tarifário a adoptar. Um bom exemplo é o artigo 9.º da Directiva Quadro da Água (Directiva 2000/60/CE do Parlamento Europeu e do Conselho, de 21 de Abril, transposta para a legislação portuguesa pela Lei n.º 58/2005, D.R. n.º 39, I Série A). Este artigo, que requer a adopção de tarifas de prestação de serviço que reflictam os custos reais (de capital, correntes e ambientais), irá provocar um aumento médio das tarifas hoje adoptadas, o que incentivará as entidades gestoras a gerir as suas infra-estruturas de modo mais racional e tecnicamente bem fundamentado. A publicação recente de recomendações tarifárias pela ERSAR irá certamente dar um contributo decisivo neste sentido.

Um terceiro factor, não menos relevante que os anteriores, decorre da crescente pressão regulatória que se faz sentir sobre as entidades gestoras. Este aspecto encontra eco na recente publicação dos Decretos-Lei n.º 194/2009 e n.º 195/2009, ambos de 20 de Agosto, relativos ao regime jurídico dos serviços municipais e multimunicipais, respectivamente. Nestes diplomas concretiza-se a obrigatoriedade das entidades gestoras municipais que sirvam mais de 30 000 habitantes manterem um sistema de GPI (ver nº 5 do Artigo 8.º do Decreto-Lei n.º 194/2009), assim como as concessionárias multimunicipais apresentarem um inventário dos bens afectos à concessão que integre as prioridades de reabilitação ou substituição e respectiva calendarização (ver Artigo 6.º do Decreto-Lei n.º 195/2009, relativo à alteração das bases de contratos de concessão estabelecidas no Decreto-Lei n.º 162/96).

2.2 Indicadores de desempenho

Tendo em conta os recentes desenvolvimentos em Portugal no sector da gestão de águas residuais, prevê-se que a qualidade de serviço prestado passe a ter maior visibilidade perante o meio técnico e os consumidores em geral, pois todas as entidades passarão a ser avaliadas de acordo com os valores dos indicadores de desempenho estabelecidos pela ERSAR (ver Artigo 10.º do Decreto-Lei n.º 194/2009 de 20 de Agosto).

Os primeiros sistemas desenvolvidos pelo antigo IRAR – Instituto Regulador de Águas e Resíduos (actualmente, ERSAR) basearam-se nas ferramentas da *International Water Association (IWA)*, tendo-se seguido a publicação de um guia de avaliação da qualidade dos serviços de águas, mais adaptado à realidade do país. Este guia foi tendo versões sucessivas entre 2004 e 2008, no sentido de suprir as insuficiências identificadas no decurso do processo e de implementar alterações que visassem melhorar o esclarecimento e aumentar a objectividade dos dados a reportar. A primeira geração de indicadores incluía 20 parâmetros relativos à qualidade do serviço de abastecimento de água e outros 20 de gestão de águas residuais (IRAR/LNEC, 2009 a). Em 2009, o IRAR apresentou uma versão preliminar do sistema que designou como "2.ª Geração do Sistema de Avaliação", desenvolvido em colaboração com o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), actualmente em fase de consulta pública. Este novo sistema abrange 18 indicadores e é alargado a todas as entidades gestoras portuguesas, incorporando a experiência entretanto adquirida e o enquadramento de normas internacionais. Os referidos indicadores traduzem

diversas vertentes do desempenho, designadamente a acessibilidade (física e económica) do serviço aos utilizadores, a sustentabilidade da prestação do serviço (económica, infra-estrutural e de recursos humanos), e a sustentabilidade ambiental (IRAR/LNEC, 2009 b).

De acordo com a experiência da ENGIDRO em trabalhos recentes, considera-se que o cálculo dos indicadores de desempenho seleccionados pela ERSAR constitui uma ferramenta de diagnóstico dos sistemas de extrema importância, pois permitiram em cada caso identificar com suficiente objectividade os principais problemas. Entre os diversos indicadores, destacaram-se os seguintes em termos de relevância para o estabelecimento de prioridades de intervenção: acessibilidade física do serviço, ocorrência de inundações, percentagem de reabilitação de colectores, colapsos estruturais e ocorrência de obstruções.

2.3 Análise multi-critério e avaliação de risco

Na maioria das situações reais de decisão coexistem múltiplos critérios, geralmente conflituosos. Porém, em situações de falta de informação ou quando a pressão do tempo é grande, nomeadamente em situações de crise, há necessidade de adoptar modelos simples, em que apenas um dos critérios de decisão assume particular relevância (muitas vezes, o factor monetário), levando a pôr de lado outros aspectos do problema e, consequentemente, reduzindo o problema mais vasto a um problema de optimização (minimização ou maximização) do objectivo associado ao critério “relevante” (Clímaco *et al.*, 2003).

À medida que as plataformas de informação se tornam mais completas e consistentes, a compreensão do sistema permite suportar as decisões numa multiplicidade de factores, seguindo metodologias de análise multi-critério e de avaliação de risco.

De modo crescente, o agente de decisão é forçado a considerar uma grande variedade de critérios para avaliação das diferentes alternativas, abrangendo outros campos, nomeadamente político, social, meio ambiente, estético, qualidade de vida e outros. Genericamente, estes problemas dividem-se em problemas multiatributo e multiobjectivo. Os primeiros, caracterizam-se pela existência de uma quantidade discreta de alternativas explicitamente conhecidas. Os problemas multiobjectivo, referem-se aos casos em que as alternativas são definidas implicitamente por um conjunto de restrições matemáticas. Um exemplo de um problema multiatributo é escolher o melhor local para a construção de uma ETAR, em que os critérios poderiam ser os seguintes: custo, impacte ambiental, ligações ao sistema, custos de exploração, etc.. Um exemplo de um problema multiobjectivo é determinar o trajecto mais económico para efectuar a recolha de lamas de ETAR, em que os critérios poderiam ser os seguintes: tempo, distância, atraso, tráfego, etc..

Note-se que na resolução de problemas com apenas um objectivo, procura-se encontrar a solução óptima, ou seja, a solução admissível que optimize a função objectivo, cujo valor é único mesmo que existam soluções alternativas. No entanto, em problemas com múltiplos objectivos esse conceito não é aplicável, uma vez que uma solução admissível que optimize um dos objectivos não optimiza, em geral, os restantes. Assim, na resolução de problemas multiobjectivo, pretende-se encontrar uma solução de compromisso satisfatória para o agente de decisão, designada por solução final. A noção de solução óptima é substituída pela noção de solução não dominada, também designada por eficiente, óptima de Pareto ou não inferior (Clímaco *et al.*, 2003).

Outro conceito que assume cada vez mais relevância na tomada de decisão, particularmente no contexto da gestão patrimonial de infra-estruturas, é a avaliação de risco. De acordo com a norma ISO/IEC Guide 73 (ISO/IEC, 2002), o "risco" define-se como o produto entre a probabilidade de ocorrência de uma situação potencialmente perigosa e as consequências dessa ocorrência. Uma das consequências decorrentes desta definição é a possibilidade de o expressar em unidades distintas, já que não existe uma forma única de medir as consequências de uma situação de perigo. De um ponto de vista de gestão empresarial, é vantajoso expressar o risco em termos de unidades monetárias. No entanto, é muito difícil transpor certos tipos de consequência em unidades monetárias, como por exemplo perdas de vidas humanas, danos de imagem, perturbações causadas aos cidadãos que não afectem directamente nem as despesas nem os proveitos da organização, etc. Por esta razão é frequente as entidades gestoras adoptarem medidas qualitativas (e.g., uso de classes atribuídas qualitativamente em função da gravidade).

Ao introduzir a abordagem da avaliação de risco, os objectivos passam a ser definidos não apenas em termos de desempenho, mas também de probabilidade (Alegre, 2007). Por exemplo, um objectivo expresso em termos de desempenho poderia ser o estabelecimento do número máximo admissível de colapsos por ano e por extensão de rede; introduzindo a noção de risco, o mesmo objectivo passaria a ser expresso como o número admissível de colapsos por ano e por extensão de rede, com um nível de confiança de x%.

3 METODOLOGIA PROPOSTA

3.1 Apresentação geral

Tendo em conta as ferramentas de apoio à decisão apresentadas anteriormente, é notório que as mesmas requerem diferentes níveis de informação para ser aplicadas. Na elaboração de diversos trabalhos de drenagem urbana pela ENGIDRO, salientou-se desde logo como principal condicionante as extensas lacunas de dados, além da dificuldade de sistematização de elementos produzidos pelas várias entidades gestoras.

Assim, foi necessário desenvolver uma metodologia simplificada de análise dos sistemas, baseada em alguns indicadores de desempenho relevantes, com o objectivo de tomar decisões estruturantes nas intervenções a realizar. O método assenta numa sequência de seis passos-chave, com os objectivos esquematizados na Figura 2.

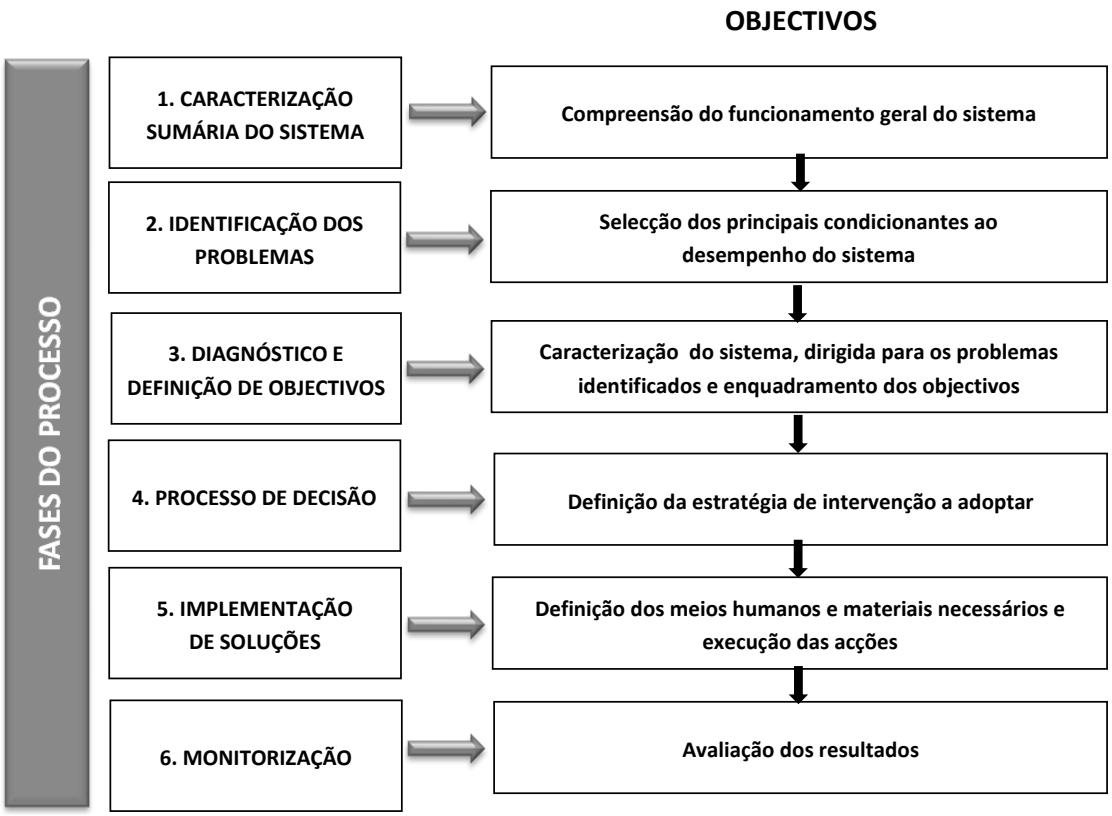


Figura 2 – Metodologia proposta para estabelecimento de prioridades de intervenção (Ribeiro, 2009)

Nos pontos seguintes descreve-se cada uma das etapas que compõem esta metodologia.

3.2 Caracterização sumária do sistema

A primeira fase da metodologia apresentada corresponde à caracterização geral do sistema, com o objectivo de compreender o seu funcionamento e principais condicionantes, abrangendo normalmente as seguintes etapas:

- análise do cadastro das infra-estruturas;
- recolha de informações complementares;
- sistematização de dados.

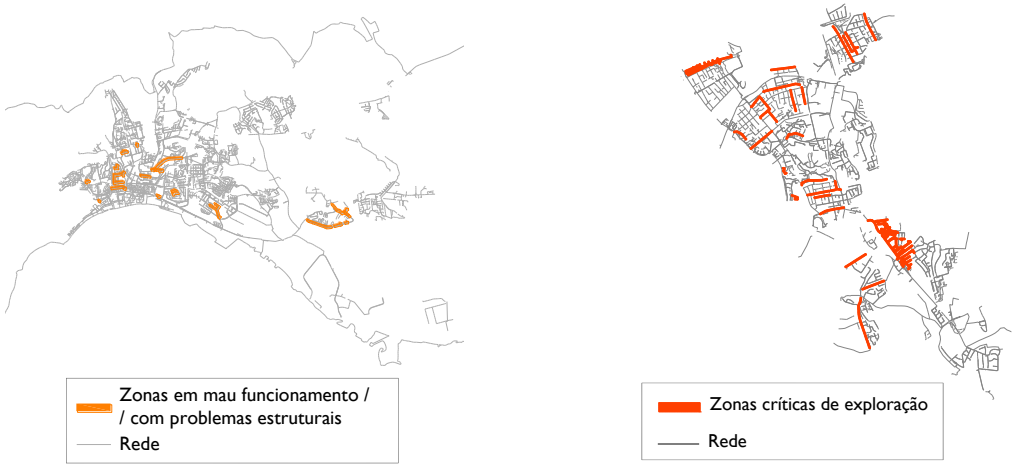
Esta fase sustenta-se no estudo do cadastro disponibilizado por cada entidade gestora e recolha de elementos complementares, que se revelem essenciais para a compreensão dos sistemas.

Nos vários planos directores desenvolvidos pela ENGIDRO, estas primeiras etapas revelaram alguma complexidade, pois o cadastro do sistema de drenagem existente encontrava-se incompleto. Foi assim necessário proceder à triagem dos principais eixos de drenagem, cujo conhecimento permitiu depois estabelecer o funcionamento hidráulico fundamental das bacias. Em alguns casos, os dados existentes foram complementados por

levantamentos de campo pontuais (nomeadamente, cadastro de câmaras de visita), fundamentais para a compreensão das ligações e dos sentidos de escoamento.

Quanto à sistematização dos dados recolhidos, optou-se sempre pelo desenvolvimento de plataformas SIG, o que se revelou bastante útil nas várias fases desta metodologia. Esta alternativa demonstrou grande versatilidade, já que permite efectuar análises espaciais razoavelmente complexas e de grande utilidade, assim como apresentar resultados.

Outra actividade que se revelou essencial na etapa de recolha de dados complementares foi a realização de reuniões com os técnicos de exploração dos sistemas, pois estes detêm normalmente muitos conhecimentos intrínsecos ao sistema desconhecidos de outros departamentos, pois não são perceptíveis nos elementos cadastrais (nomeadamente, zonas onde ocorrem inundações, obstruções, colapsos e outros problemas). As zonas identificadas pelo pessoal de exploração como mais problemáticas foram depois analisadas na plataforma SIG, sendo essa informação cruzada com outros elementos. Na Figura 3 ilustra-se esta etapa da metodologia.



(a) **(b)**

Figura 3 – Exemplos da identificação de zonas problemáticas por técnicos de exploração

3.3 Identificação dos problemas

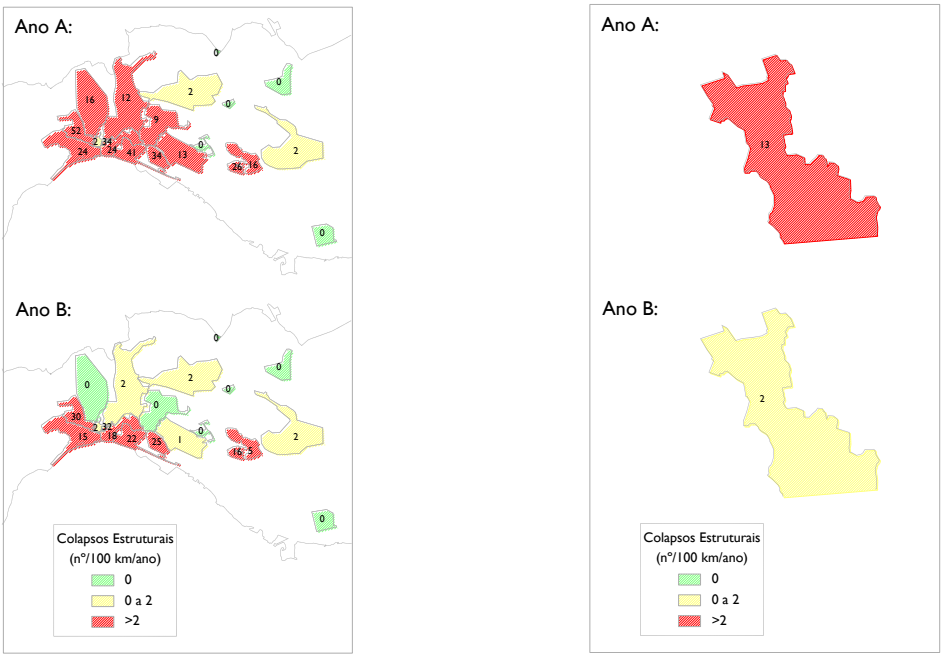
Verifica-se que a maioria das entidades com poucos recursos não dispõe de sistemas de avaliação de desempenho que estejam implementados de forma sistemática e periódica. No entanto, é de realçar a legislação recente que estabelece que todas as entidades gestoras municipais passam a ser reguladas pela ERSAR, pelo que terão de proceder ao envio anual da informação referente ao sistema de análise do desempenho.

Neste enquadramento, é quase imperativo que se estabeleçam as bases para efectuar o controlo periódico dos parâmetros de desempenho estabelecidos pela Entidade Reguladora, sendo de toda a conveniência aproveitar esse impulso para caracterizar as infra-estruturas e assim identificar os principais problemas do sector. Foi neste sentido que se incluiu na metodologia proposta o cálculo de parâmetros chave (entre o conjunto de indicadores da ERSAR), salientando-se os seguintes:

- *no domínio ambiental*: acessibilidade física do serviço, défice de adesão ao sistema de drenagem, adequação da capacidade de tratamento, redes de drenagem sem tratamento, descargas satisfatórias de águas residuais;
- *no domínio estrutural*: colapsos estruturais em colectores, reabilitação de colectores;
- *no domínio hidráulico*: ocorrência de inundações.

Considera-se ainda de grande importância a determinação de dois parâmetros que não figuram na lista de indicadores de 2.ª geração: número de obstruções e afluências indevidas.

Nesta análise, quanto mais discriminada estiver a informação mais fácil será definir as infra-estruturas a intervir nas fases posteriores, mas muitas vezes tal não é possível devido a lacunas de cadastro. Na Figura 4 ilustra-se esta etapa da metodologia para dois exemplos, com diferentes níveis de detalhe: no caso (a) os dados permitem estimar os indicadores por subsistema enquanto no caso (b) apenas é possível determiná-los para o sistema global.



(a) **(b)**

Figura 4 – Exemplos de cálculo de indicadores por subsistema (a) e por sistema (b)

Uma vez calculados os indicadores, é desejável traduzir as deficiências identificadas numa escala monetária, de forma a fazer uma comparação directa entre os diversos problemas - por exemplo, o custo de repor a operacionalidade de um colector após um colapso é diferente da reposição das condições após ocorrência de obstruções. Porém, este cálculo não é fácil de fazer na maior parte dos casos pois as organizações não possuem registos sistematizados que permitam estimar custos médios de intervenção. Assim, recomenda-se que na fase seguinte o diagnóstico seja orientado para as infra-estruturas (ou conjunto de infra-estruturas) que obtenham piores classificações em qualquer dos indicadores, tendo ainda em consideração as zonas identificadas pelo pessoal de exploração. Refira-se ainda que nos estudos realizados houve necessidade de seleccionar para diagnóstico a rede

estruturante principal, uma vez que a esta estão normalmente associados maiores riscos e maiores custos.

3.4 Diagnóstico e definição de objectivos

Para o diagnóstico hidráulico das infra-estruturas identificadas como mais importantes é essencial determinar com o maior rigor possível os caudais afluentes, presentes e futuros, avaliando se as infra-estruturas têm capacidade de resposta para os mesmos.

Nos diversos estudos realizados pela ENGIDRO, esta fase implicou um consumo de tempo significativo, pois exigiu diversas análises prévias à modelação e também algumas simplificações lógicas, indispensáveis para se conseguir estimar resultados. Por exemplo, como não se dispunha de elementos de cadastro válidos para todos os troços a modelar, foi necessário proceder a uma fase preliminar de colmatação de lacunas: estimaram-se inclinações e cotas de soleira desconhecidas como se de um dimensionamento de um colector novo se tratasse, ou seja, assumindo um colector lógico que permitisse minimizar o volume de escavação face ao perfil do terreno em que cada troço se implantava e cumprindo as inclinações máximas e mínimas regulamentares.

Relativamente ao cálculo de caudais, considera-se como ponto de partida a análise do cadastro de clientes, volumes de água consumidos e dados de medição de caudais afluentes às ETAR e/ou a cada ponto de entrada no sistema em “alta” (caso existam). A partir desses elementos, estimam-se os caudais de águas residuais domésticas, aferindo depois as afluências indevidas aos sistemas por comparação com os caudais pluviais calculados. Um dos pontos críticos desta fase é precisamente a determinação de caudais pluviais associados a cada sub-bacia a modelar, particularmente a estimativa do coeficiente de redução do método racional, o qual tem em conta o uso do solo (% de áreas impermeáveis), declive do terreno e tipo de solo, tal como consignado no Método Racional Generalizado. Nos estudos realizados, estas determinações suportaram-se na análise em ambiente SIG: as áreas impermeabilizadas, por exemplo, foram obtidas por simplificação como uma faixa em torno dos eixos das vias e arruamentos e de seguida corrigidas sobre os ortofotomapas. De modo similar, realizou-se também sobre plataforma SIG a caracterização de cada sub-bacia no que respeita à cota mínima, média e máxima, bem como a distância linear entre o ponto mais elevado e o mais baixo de cada uma das bacias, o que permitiu estimar uma inclinação média.

No final da modelação, para aferir a validade da análise efectuada, cruzaram-se os resultados com as zonas problemáticas identificadas na fase anterior pelos técnicos de exploração, com áreas inundadas identificadas, zonas onde se faça sentir o efeito de marés e câmaras cadastradas onde se identificaram entradas em pressão.

Refira-se que a nível estrutural e ambiental, é também recomendável estudar cenários de evolução: no domínio estrutural, destacam-se os estudos de modelos de deterioração para os vários materiais, que determinam as respectivas vidas úteis expectáveis; no domínio ambiental, destaca-se a evolução esperada dos limites de descargas.

No final desta fase, pretende-se estabelecer os objectivos de curto, médio e longo prazo para o sistema de drenagem. Tendo em conta a experiência adquirida em estudos para

diversas entidades gestoras, é previsível que os objectivos de curto prazo se evidenciem logo após o diagnóstico, como necessidades urgentes e "imperativas" de intervenção – por exemplo, obras de articulação alta-baixa, reabilitação/substituição de colectores com abatimentos, sucessivas obstruções ou que induzam situações de inundação, adequação de sistemas de tratamento a normas legais.

Como objectivo de médio e longo prazo define-se então a melhoria do desempenho do sistema numa perspectiva económica, ou seja, com as metas a serem estabelecidas em função dos necessários investimentos e dos benefícios que se perspectivam com esses investimentos. Trata-se assim de implementar gradualmente um sistema de GPI que dê prioridade de actuação às zonas onde se perspectiva que as intervenções sejam mais rentáveis.

Por fim, refira-se que é possível traduzir as metas em indicadores de desempenho, de modo que estes atinjam os valores de referência estabelecidos pela ERSAR. Na Figura 5 exemplifica-se a fixação de metas para duas entidades, com diferentes níveis de detalhe.

Indicadores de desempenho	Actual	Metas		
		Curto prazo	Médio prazo	Longo prazo
- Acessibilidade física do serviço (%)	63% ●	≥ 80% ●	≥ 85% ●	≥ 90% ●
- sub-sistema A	100%	100%	100%	100%
- sub-sistema B	50%	75%	80%	90%
- sub-sistema C	50%	70%	80%	90%
- Reabilitação de colectores (%/ano)	0.01% ●	≥ 1% ●	≥ 1% ●	≥ 1% ●
- sub-sistema A	0%	0%	0%	1%
- sub-sistema B	0.03%	0%	0%	1%
- sub-sistema C	0%	3%	3%	1%
- Colapsos estruturais em colectores (n.º/100 km/ano)	12 ●	< 11.5 ●	0 a 2 ●	0 ●
- sub-sistema A	0	0	0	0
- sub-sistema B	0	0	0	0
- sub-sistema C	32	30	5	0

Qualidade de serviço: ● - Boa; ● - Mediana; ● - Insatisfatória

(a)

Indicadores de desempenho	Actual	Metas		
		Curto prazo	Médio prazo	Longo prazo
- Acessibilidade física do serviço (%)	10.0% ●	≥ 90% ●	≥ 90% ●	≥ 90% ●
- Ocorrência de inundações (n°/1000 ramais/ano)	340 ●	< 200 ●	< 50 ●	≤ 1 ●
- Reabilitação de colectores (%/ano)	0.4% ●	4% ●	4% ●	1% ●
- Colapsos estruturais em colectores (n.°/100 km/ano)	48 ●	< 30 ●	< 10 ●	≤ 2 ●

Qualidade de serviço: ● - Boa; ● - Mediana; ● - Insatisfatória

(b)

Figura 5 – Exemplos da fixação de objectivos por subsistema (a) e por sistema (b)

3.5 Processo de decisão

A definição de áreas de actuação prioritária deverá suportar-se numa análise económica das alternativas de investimento. Neste campo, admite-se que a metodologia para determinação das intervenções a curto/médio prazo se baseie numa estratégia *bottom-up*, que procure analisar os diferentes cenários de investimento convertendo todos os benefícios e custos numa unidade monetária. Perante cada alternativa de investimento proposta é necessário:

- avaliar o cenário pelo cálculo do Valor Actualizado Líquido (VAL) de benefícios ou custos, em cada ponto de vista considerado relevante e considerando as diferentes componentes do projecto (com ou sem optimização fiscal);

- determinar o VAL global da acção que resulta da soma dos VAL parciais.

Note-se que os resultados da avaliação económica das alternativas de investimento poderão ter como consequência a aferição das metas estabelecidas na fase anterior.

No desenvolvimento de vários casos de estudo constatou-se a necessidade de dirigir parte dos investimentos para aprofundamento do diagnóstico efectuado na fase anterior, nomeadamente para realização de inspecções às câmaras e colectores ou mesmo para realização de medições de caudais na rede (para estabelecer um plano de minimização de afluências indevidas, por exemplo). Outra vertente estruturante do investimento consiste no desenvolvimento de ferramentas de informação e de controlo de registos, de modo a viabilizar a desejada gestão patrimonial de infra-estruturas.

3.6 Implementação de soluções e monitorização

A implementação das soluções pressupõe sempre que se avaliem resultados, de modo a validar as opções tomadas e eventualmente corrigir metas. Esta monitorização deve sustentar-se num trabalho de fundo de gestão por parte dos sectores de exploração, o qual tem sido passado para segundo plano no conjunto de tarefas destas equipas. No entanto, refira-se que o Decreto-Regulamentar nº 23/95 define no seu Artigo 288.º que é da responsabilidade da entidade gestora, entre outros:

- o registo de todos os acontecimentos relevantes para o sistema e o respectivo tratamento, de modo a poderem ser úteis à interpretação do seu funcionamento, devendo anualmente ser tornados públicos os resultados;
- a elaboração, execução e actualização de um programa de manutenção dos equipamentos e conservação das instalações, indicando as tarefas a realizar, sua periodicidade e metodologia;
- a elaboração, execução e actualização de um programa de controlo de eficiência dos sistemas, tanto no que respeita aos aspectos quantitativos como aos aspectos qualitativos.

Em suma, estas três peças parecem fundamentais para monitorização das soluções e concretização de uma efectiva GPI: sistema de informação e registos, programa de manutenção e programa de controlo de eficiência/avaliação de desempenho. Estes encargos foram reforçados pela publicação recente de outros diplomas legais, designadamente pelos Decretos-Lei n.º 194/2009 e 195/2009, anteriormente mencionados.

Neste contexto, admite-se que numa fase inicial se adoptem ferramentas simples, adequadas a condições de escassez de dados, as quais poderão adaptar alguns trabalhos já desenvolvidos - veja-se, por exemplo, o modelo de apoio à decisão na operação/manutenção desenvolvido por Sousa *et al.* (2009).

As ferramentas desenvolvidas serão gradualmente adaptadas a novos cenários de sistematização da informação, o que permitirá identificar novas oportunidades de intervenção, sem comprometer os resultados já alcançados. Assim, prevê-se que se retomem as fases anteriores desta metodologia, re-analisando os problemas, estabelecendo novos objectivos e metas e actualizando as efectivas necessidades de intervenção. Trata-se

portanto de voltar à segunda etapa, de identificação de problemas, fechando um ciclo (Figura 6).



Figura 6 - Ciclo de programação de intervenções (adaptado de Ribeiro, 2009)

Ao reiniciar o processo, com dados mais actualizados e maior conhecimento sobre os múltiplos aspectos da GPI (estado funcional das infra-estruturas, desempenho do sistema, avaliação financeira, resultados dos investimentos, controlo das intervenções de manutenção, entre outros), é expectável que o nível de complexidade da análise também evolua. Deste modo, a equipa deverá equacionar a utilização de ferramentas de análise mais completas, tanto a nível da avaliação do desempenho (por exemplo, desenvolvimento de modelos hidráulicos e de modelos de deterioração das infra-estruturas), como dos instrumentos de apoio à tomada de decisão (como a análise de riscos e/ou a análise multi-critério).

4 SÍNTESE CONCLUSIVA

No domínio da gestão patrimonial de infra-estruturas têm-se desenvolvido em Portugal metodologias relevantes, aplicadas a casos de estudo, mas que não são transponíveis para a maioria das entidades devido ao estado actual de escassez de informação. De facto, a implementação destes modelos depende da existência de registos sobre o estado de conservação dos colectores, obtidos através de inspecções sistemáticas, a qual é frequentemente escassa, por vezes até incorrecta, e encontra-se dispersa e desorganizada (Sousa *et al*, 2009). Apesar disso, no quadro actual dos serviços de saneamento reconhece-se a necessidade urgente de implementar estratégias proactivas para a gestão integrada dos sistemas de drenagem e para estruturar decisões, pelo que se apresentou neste artigo um conjunto de questões que pretendem dar um contributo nesse sentido.

De forma muito resumida, a metodologia aqui proposta visa, num primeiro ciclo (que se pode genericamente caracterizar como de “curto prazo”) tratar a informação disponível para identificar as necessidades imperativas de intervenção nos sistemas de drenagem e aí

actuar. Simultaneamente, recomenda-se que entre esses investimentos de primeira ordem se inclua o desenvolvimento das bases de gestão futura, nomeadamente: levantamento cadastral exaustivo das redes, sistema de informação e registos, programa de manutenção e avaliação de desempenho. Após este primeiro ciclo seguir-se-ão outros (de "médio / longo prazo"), suportados em melhores sistemas de dados e em ferramentas de apoio à decisão gradualmente mais complexos.

Os planos directores que suportaram o desenvolvimento desta metodologia permitiram evidenciar as seguintes questões:

- entre as ferramentas de apoio à tomada de decisão, salientou-se o desenvolvimento de sistemas de avaliação de desempenho, cujo ponto de partida foi o conjunto de parâmetros seleccionados para a segunda geração de indicadores da ERSAR;
- nos casos em que os sistemas de informação permitiam, determinaram-se os indicadores para zonas individualizadas (por subsistema ou por ponto de entrada no sistema em "alta", por exemplo), pois tal permitiu aferir os locais de intervenção prioritária;
- existem outras ferramentas de apoio à decisão com potencialidades interessantes, nomeadamente a avaliação multi-critério e avaliação de risco, que apesar de não terem sido aplicadas nos estudos realizados deverão ser equacionadas em fases mais avançadas de desenvolvimento das ferramentas de GPI;
- a análise da informação disponível implicou um consumo de tempo significativo, evidenciando-se desde logo a necessidade de estruturar um sistema coerente de armazenamento e disposição dos dados; optou-se pelo desenvolvimento de bases de dados que suportam plataformas SIG, o que permitiu efectuar análises espaciais razoavelmente complexas e de grande utilidade (por exemplo, determinação de áreas impermeabilizadas, inclinações médias das bacias, entre outros);
- outra das actividades que se revelou essencial no desenvolvimento destes estudos foi a realização de reuniões com os técnicos de exploração dos sistemas;
- os objectivos a fixar para curto prazo evidenciaram-se logo após o diagnóstico, como necessidades urgentes de intervenção (nomeadamente obras de articulação alta-baixa, de adequação de sistemas de tratamento a normas legais ou de reabilitação/substituição de colectores com patologias diversas);
- o faseamento anual das obras a realizar suportou-se numa análise económica das alternativas de investimento.

Em futuros desenvolvimentos, considera-se que um dos principais desafios é a desejável quantificação dos custos directos e indirectos das obras de instalação de infra-estruturas, assim como de substituição/reabilitação das mesmas. Este objectivo requer uma crescente sistematização de registos por parte das entidades gestoras e deve integrar outras vertentes da sua actividade, nomeadamente a nível de custos de manutenção e dos custos inerentes a eventos de risco (colapsos, obstruções, descargas, etc).

Outro dos caminhos críticos de desenvolvimento passa por um melhor conhecimento sobre como avaliar vidas úteis dos activos e períodos de análise numa abordagem de ciclo de vida.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alegre, H. (2007). *Gestão patrimonial de infra-estruturas de abastecimento de água e de drenagem e tratamento de águas residuais. Programa de investigação e programa de pós graduação apresentados para a obtenção do título de "Habilitado para o Exercício de Funções de Coordenação de Investigação Científica".* Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa.

Clímaco, J. N., Antunes, C. H., Alves, M. J. G. (2003). *Programação Linerar Multiobjectivo - Do modelo de programação linear clássico à consideração explícita de várias funções objectivo*. Imprensa da Universidade de Coimbra.

E. Ana, J. B. (2007). Sewer network asset management decision-support tools: a review. In *International Symposium on New Directions in Urban Water Management*. Paris. (pp. 8).

Hahn, M., Palmer, R., & Merill, M. (1999). Prioritizing Sewer Line Inspection with an Expert System. In *ASCE Conference Proceedings*, (pp. 9).

IRAR/LNEC (2009 a). *Sistema de avaliação da qualidade dos serviços de águas e resíduos prestados aos utilizadores – 1ª Geração do sistema de indicadores de qualidade de serviço*. Série Guias Técnicos. Instituto Regulador de Águas e Resíduos/Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa.

IRAR/LNEC (2009 b). *Guia de avaliação da qualidade dos serviços de águas e resíduos prestados aos utilizadores – 2ª Geração do sistema de avaliação (versão preliminar)*. Instituto Regulador de Águas e Resíduos/Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa.

ISO/IEC (2002). *ISO/IEC Guide 73: Risk management – Vocabulary – Guidelines for use in standards*. International Organization for Standardization. Geneva.

Lemer, A. (2000). Advancing Infrastructure-Asset Management in the GASB 34 Age: Who's Driving the Train? In *APWA International Public Works Congress. NRCC/CPWA Seminar Series "Innovations in Urban Infrastructure"*, (pp. 8). Kentucky.

NZWWA (1996). *New Zealand Infiltration and Inflow Control Manual.* NZ Water and Wastes Association.

Ribeiro, P. (2009). *Estabelecimento de prioridades de intervenção em sistemas de drenagem urbana* (versão preliminar). Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Sanitária. Lisboa.

Sousa, V., Ferreira, F., Almeida, N., Matos, J.S. (2009). *Modelo de apoio técnico à decisão na operação e manutenção de sistemas de drenagem*. Revista Águas e Resíduos, Janeiro a Abril de 2009. Lisboa.

USEPA (2002). *Fact Sheet - Asset Management for Sewer Collection Systems*. United States Environmental Protection Agency. Office of Wastewater Management.

Vanier, D. (2001). *Why industry needs asset management tools.* Journal of Computing in Civil Engineering, 15(1), pp. 35-43.

http://www.aware-p.org (acedido em 28 de Julho de 2010)

ESTABELECIMENTO DE PRIORIDADES DE REABILITAÇÃO EM REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

Uma ferramenta multicritério de apoio à decisão

Nelson CARRIÇO[(1)]; Dídia COVAS[(1)]; Helena ALEGRE[(2)]; Maria do Céu ALMEIDA[(2)]; João P. LEITÃO[(2)]

RESUMO

No âmbito do projecto de investigação *Advanced Water Assets Rehabilitation in* Portugal (AWARE-P) está em desenvolvimento uma ferramenta de apoio à decisão para o estabelecimento de prioridades de intervenção de reabilitação, tendo em consideração as dimensões de desempenho, de custo e de risco. A ferramenta tem por base um método multicritério designado por ELECTRE TRI que permite estabelecer prioridades de reabilitação através da atribuição de acções (no presente caso, condutas candidatas à reabilitação) a categorias pré-definidas e ordenadas (da prioridade mais elevada para a mais baixa). Este método é particularmente adequado para o estabelecimento de prioridades para um elevado número de acções (condutas), tendo em conta pelo menos 5 critérios de decisão. A ferramenta multicritério de apoio à decisão é aplicada a um caso de estudo real, sendo efectuada uma análise de sensibilidade a um dos parâmetros do método. No final apresentam-se e discutem-se os resultados obtidos.

PALAVRAS-CHAVE: custo, multicritério, planeamento táctico, priorização de alternativas, reabilitação, risco.

[(1)] Instituto Superior Técnico (IST), Avenida Rovisco Pais, 1, 1049-001 Lisboa
[(2)] Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Avenida do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa

1. INTRODUÇÃO

Tradicionalmente, a decisão sobre intervenções de reabilitação em sistemas de abastecimento de água é regida por critérios estritamente económicos, com base em custos de investimento e em encargos directos de operação e manutenção do sistema. Esta abordagem clássica permite a comparação e a selecção de diferentes soluções alternativas, assim como a determinação do custo unitário de produção e de venda da água para um determinado período de amortização do investimento.

No entanto, hoje em dia, a tomada de decisão não pode ser ditada meramente por aspectos económicos, sendo fundamental considerar outros factores, como sejam, a melhoria do nível de serviço, a melhoria da fiabilidade do sistema, ou a minimização de perturbações causadas por obras em curso. Surge, assim, o conceito de abordagem integrada onde se incorporam outros critérios, para além dos económicos, no processo da tomada de decisão.

Uma abordagem integrada deve também atender ao risco associado ao funcionamento dos sistemas de abastecimento de água, uma vez que as consequências podem traduzir-se em custos elevados para as entidades gestoras. Por outro lado, ao identificar e estimar os riscos, na eventualidade das falhas associadas aos mesmos ocorrerem, é mais fácil para as entidades gestoras responderem em situações de emergência, pois já são conhecidas as suas potenciais consequências.

A tendência actual é de fundamentar a tomada de decisão em três dimensões distintas: o custo, o risco e o desempenho (Alegre e Covas, 2010; Almeida e Cardoso, 2010). Assim, de modo a manterem os níveis de serviço aceitáveis, as entidades gestoras de abastecimento de água têm de tomar decisões de investimento que devem ser bem suportadas por vários critérios que reflictam os objectivos de maximização do desempenho e minimização simultânea do risco e do custo.

De acordo com Alegre (2007) a Gestão Patrimonial de Infra-estruturas (GPI) é a "arte" de encontrar o equilíbrio entre o desempenho, custo e risco, garantindo um alinhamento entre objectivos da organização, decisões de gestão e decisões técnicas operacionais.

A entrada em vigor do Decreto-lei n.º 194/2009, de 20 de Agosto, que estabelece o regime jurídico dos serviços municipais de abastecimento público de água, de saneamento de águas residuais e de gestão de resíduos urbanos, obriga através do Artigo 8º, ponto 5, alínea b) as entidades gestoras que sirvam mais de 30 000 habitantes a promover e a manter um sistema de gestão patrimonial de infra-estruturas, fomentando, deste modo a elaboração de planos de GPI. Não existem fronteiras claras que diferenciem um plano (táctico) de reabilitação de um plano geral de distribuição de água ou de um plano (táctico) de GPI (Alegre e Covas, 2010).

O projecto de investigação, em curso, *Advanced Water Assets Rehabilitation in* Portugal (AWARE-P)[3] visa o desenvolvimento de metodologias e de uma aplicação computacional de apoio à GPI de abastecimento de água e de drenagem de águas residuais, incorporando as três dimensões atrás referidas (desempenho, custo e risco).

[3] O Projecto AWARE-P, financiado pelos fundos EEA, está a ser desenvolvido em parceria pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), o Instituto Superior Técnico (IST), o centro de investigação norueguês SINTEF, a Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR), a empresa YDreams e quatro entidades gestoras (AdP Serviços, Veolia, SMAS O&A e AGS, SA)

Neste âmbito enquadra-se o recurso a métodos de análise multicritério para ajudar no estabelecimento de prioridades de reabilitação com base em critérios frequentemente contraditórios entre si (*e.g.,* perdas de água, nível de serviço, fiabilidade hidráulica, custos de reabilitação, perturbações para terceiros). Este tipo de abordagens tem sido amplamente utilizado no estabelecimento de prioridades com múltiplos critérios (Sægrov *et al.*, 1999; Engehardt *et al.*, 2000; Kleiner, 2001; Albee, 2005; Pascal *et al.*, 2007).

Apresenta-se a aplicação de uma ferramenta multicritério especificamente desenvolvida para o estabelecimento de prioridades de intervenção de reabilitação, tendo em consideração as dimensões de desempenho, de custo e de risco. Neste estudo não são comparadas alternativas de intervenção, sendo apenas identificadas quais as prioridades de intervenção.

A aplicação de métodos de decisão multicritério como o que aqui se apresenta pressupõe que a intervenção de reabilitação num qualquer componente do sistema objecto da decisão não afecta o comportamento (*i.e.*, a avaliação face aos critérios de decisão seleccionados) dos outros componentes. No caso concreto das redes de água, não é, por exemplo, válido aplicar este tipo de métodos para definir prioridades de intervenção quando existem problemas de capacidade hidráulica em trechos emalhados, já que a substituição de uma conduta por outra de características diferentes vai fazer alterar o caudal e as restantes características hidráulicas de outras condutas. Contudo, quando o que está em causa são deficiências relativas à condição física dos componentes do sistema, o estabelecimento de prioridades entre componentes é independente entre si, tornando-se importante dispor de ferramentas de decisão que permitam hierarquizar as intervenções de reabilitação de modo eficiente e expedito. É também importante que os critérios de decisão sejam independentes entre si de modo a cobrir todos os aspectos relevantes para a decisão, mas sem que se registe sobreposição. Neste artigo apresenta-se o desenvolvimento de uma ferramenta multicritério e um exemplo de aplicação à reabilitação de uma rede de distribuição de água.

2. DECISÃO NO ÂMBITO DA GPI DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Alegre e Covas (2010) e Almeida e Cardoso (2010) propõem uma metodologia para uma abordagem hierárquica à reabilitação de infra-estruturas urbanas de água. De acordo com Alegre e Covas (2010) a elaboração de um plano táctico de reabilitação assenta em cinco passos fundamentais (*cf. Figura 1*): (i) definição de objectivos e metas; (ii) elaboração de diagnóstico; (iii) elaboração do plano táctico; (iv) implementação do plano; (v) monitorização e revisão do plano. Nas fases de diagnóstico e de elaboração do plano táctico, é necessário comparar sistemas (Etapas 1-4) (Figura 2a) ou comparar soluções alternativas de intervenção (Etapas 5-8) (Figura 2b), tendo em conta critérios que muitas vezes são contraditórios, o que nem sempre é uma tarefa trivial.

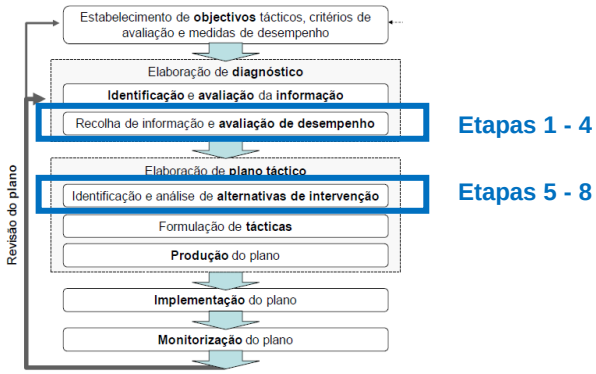
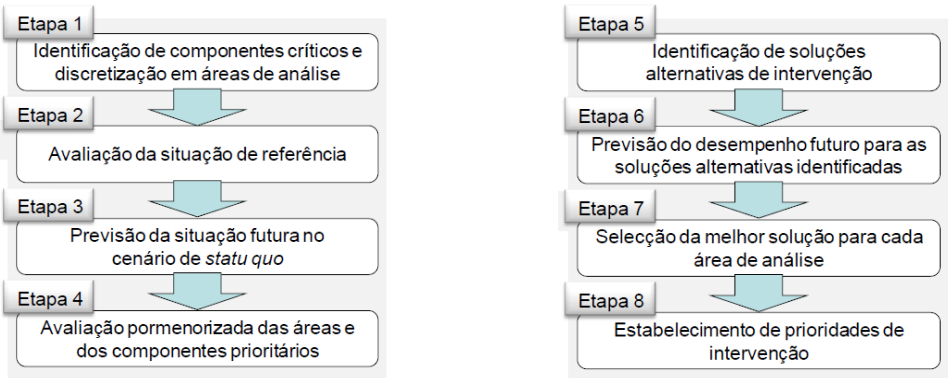


Figura 1 – Fases para a elaboração de um plano táctico de reabilitação (Alegre e Covas, 2010)



(a) Recolha de informação e avaliação de desempenho

(b) Identificação e análise de alternativas de intervenção

Figura 2 – Metodologia proposta por Alegre e Covas (2010)

A ferramenta multicritério de apoio à decisão apresentada neste artigo constitui um instrumento de grande utilidade para estas situações. Neste artigo, a ferramenta é aplicada a uma rede de distribuição para o estabelecimento de prioridades de reabilitação de condutas, enquadrando-se nas Etapas 5 a 7 da metodologia para elaboração de um plano táctico de reabilitação.

Tendo por base as três dimensões custo (C), desempenho (P) e risco (R), existem diferentes vias para formular o problema multicritério. Uma abordagem possível consiste em agregar todas as avaliações de C, P e R em simultâneo (Figura 3a); Uma outra possibilidade seria agregar primeiro as avaliações de cada dimensão (*e.g.,* PI_1, PI_2, …PI_n) numa avaliação global (*e.g.,* P_{global}) e, depois, a tomada de decisão teria por base a agregação das três avaliações globais P_{global}, R_{global} e C_{global} (Figura 3b).

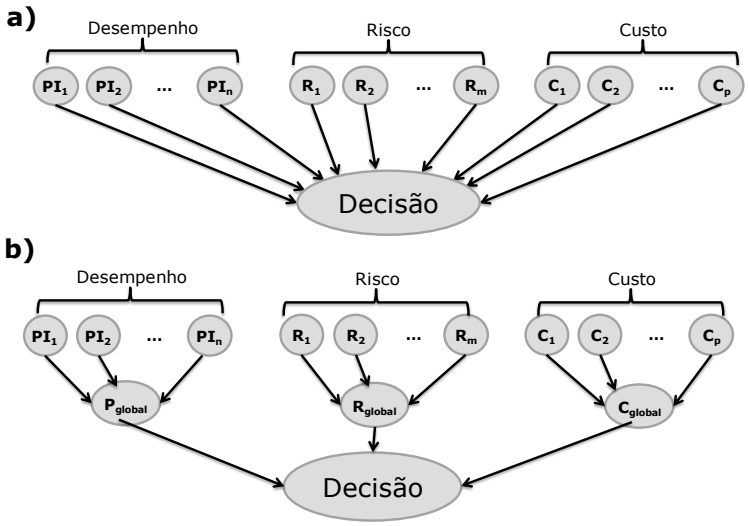


Figura 3 - Formulação do problema: (a) agregação de todas as avaliações em simultâneo para um dado de cenário; (b) agregação de todas as avaliações numa avaliação global, seguida da agregação das três dimensões globais

3. ANÁLISE MULTICRITÉRIO

De um modo geral, o principal objectivo da análise multicritério é proporcionar ferramentas de apoio à decisão de modo a permitir a resolução de problemas, na maioria das vezes com pontos de vista contraditórios (Vincke, 1992). A análise multicritério surgiu na década de 1960 como crítica à teoria da decisão clássica que se baseava, fundamentalmente, em soluções de decisão óptimas. Não existem decisões que satisfaçam todos os pontos de vista em simultâneo, por isso o conceito de optimização faz pouco sentido no contexto da análise multicritério em que não existem decisões óptimas. No contexto da GPI a análise multicritério pode ajudar os decisores a estabelecer prioridades de um número pré-definido de acções (opções, alternativas, cenários, candidatos) avaliando cada acção potencial de acordo com determinados critérios, muitas vezes, conflituantes entre si e expressos em unidades diferentes.

Os problemas multicritério podem dividir-se em problemas multiobjectivo e problemas multiatributo. Nos primeiros, as alternativas são definidas por um conjunto de restrições e os objectivos[4] são explicitados através de funções objectivo (Matos, 1988). Nos segundos, o número de alternativas é limitado e os atributos[5] são explicitamente conhecidos. Doumpos e Zopounidis (2002) dividem os problemas de decisão em discretos e contínuos. Note-se que a designação "problemas discretos" é muitas vezes utilizada para designar os problemas multiatributo, o que não é correcto uma vez que existem problemas discretos multiobjectivo.

No contexto da classificação da situação de decisão identificam-se, geralmente, quatro tipos de problemas, nomeadamente: escolha (*selection* ou *choice*), afectação (*sorting* ou *classification*), ordenação (*ranking*) e descrição ou cognição (*description* ou *cognitation*). A problemática de escolha ($P.\alpha$) consiste na escolha de uma única acção, considerada a melhor para a globalidade dos critérios e no conjunto de todas as acções. A problemática de

[4] Um objectivo indica o sentido e a direcção do aumento de satisfação de um critério.
[5] Um atributo mede quantitativa ou qualitativamente o grau de satisfação de um critério, correspondendo ao "valor" do critério.

afectação ($P.\beta$) tem como objectivo atribuir a cada uma das acções uma categoria pré-definida considerada a mais adequada. A problemática de ordenação ($P.\gamma$) tem como objectivo a ordenação, parcial ou completa, do conjunto de acções. Finalmente, a problemática de descrição ou cognição ($P.\delta$) tem como objectivo descrever as acções através das suas consequências de forma sistemática assim como a formalizar ou a elaborar um procedimento cognitivo (Roy, 1996).

Dada a existência de inúmeros métodos multicritério é muitas vezes difícil o estabelecimento de uma classificação de aceitação geral e que os enquadre a todos. Uma classificação possível destes métodos baseia-se na escola de origem: *americana* e *francesa* (ou europeia). Os métodos da escola americana consistem na agregação dos diferentes pontos de vista numa única função de síntese e na posterior aplicação de um algoritmo de optimização. Como exemplos desta família referem-se os métodos MACBETH (*Measuring Attractiveness by a Categorical Based Evaluation Technique*) (Bana e Costa e Vasnick, 1995; Bana e Costa *et al.*, 2005) e AHP (*Analytical Hierarchical Process*) (Saaty e Vargas, 1982; Saaty e Vargas, 2001). Os métodos da escola francesa consistem na construção de relações binárias, designadas por relações de prevalência (*outranking*), que representam o sistema de preferências do decisor. Como exemplos, referem-se os métodos ELECTRE (*ELEction* et *Choix* Traduisant la Realité) (Roy, 1991; Figueira *et al.*, 2005) e PROMETHEE (*Preference Ranking Organisation METHod for Enrichment Evaluations*) (De Keyser e Peeters, 1996; Brans e Mareschal, 2005).

A selecção do método multicritério a utilizar depende de vários factores, como sejam o tipo de problema, o contexto, os agentes de decisão (ou actores) envolvidos, a estrutura da preferência e o tipo de problemática (Morais e Almeida, 2006).

Os métodos da família ELECTRE têm tido bastante aplicação nas mais diversas áreas de actividade e adequam-se a situações em que existem pelo menos cinco critérios a ter em conta. Entre as principais vantagens destacam-se o facto de as acções serem avaliadas segundo escalas ordinais e permitirem a heterogeneidade nos valores dos critérios resultante da natureza das avaliações (Figueira *et al.*, 2005). A ferramenta de apoio à decisão multicritério que se apresenta neste artigo foi desenvolvida com base no método ELECTRE TRI que se descreve na próxima secção.

4. MÉTODO ELECTRE TRI

O método ELECTRE TRI enquadra-se na problemática de afectação ($P.\beta$) e consiste em atribuir (ou afectar) cada uma das acções (alternativas, candidatos, etc.) a uma das várias categorias (classes) pré-definidas. O método consiste, numa primeira fase, na construção de relações de prevalência (subordinação ou superação) que caracterizam o modo como as acções são comparadas e, numa segunda fase, na exploração que se refere à afectação das acções às categorias pré-definidas. As referidas relações de prevalência utilizadas neste método têm como significado "*pelo menos tão bom quanto*". Na Figura 4 ilustram-se graficamente os perfis de referência (b_0, b_1, b_2 e b_3), as categorias (C_1, C_2 e C_3), os critérios (g_1, g_2, g_3, g_4 e g_5) e as acções (a_1 e a_2).

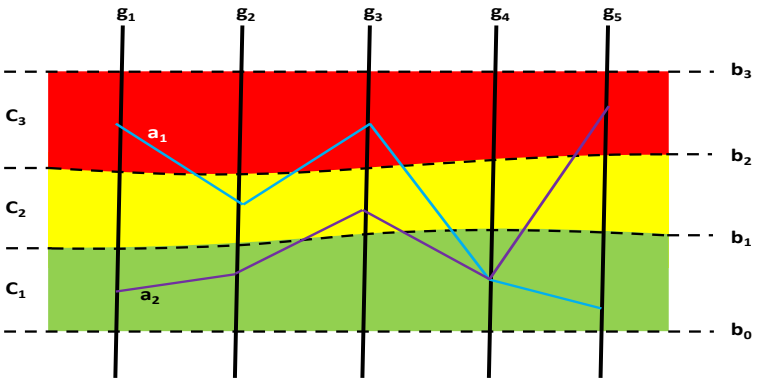


Figura 4 – Categorias definidas no ELECTRE TRI

Na comparação entre duas acções, podem ocorrer quatro situações distintas: (i) preferência estrita ou forte (*P*); (ii) preferência fraca (*Q*); (iii) indiferença (*I*); e (iv) incomparabilidade (*R*). A preferência estrita corresponde à situação em que existe uma preferência clara e sem dúvidas a favor de uma de duas acções. A situação de indiferença surge quando o decisor não é capaz de distinguir a preferência entre duas acções, ou seja, as acções são equivalentes entre si. A preferência fraca corresponde à situação em que o decisor hesita entre a preferência estrita e a indiferença, correspondendo a uma zona de transição. Podem surgir situações em que duas acções são incomparáveis, por haver razões fortes para preferir uma delas como para preferir a outra; esta situação designa-se por incomparabilidade.

As relações *P*, *I* e *R* constituem o que se designa, em análise multicritério, por estrutura de preferência. Cada estrutura de preferência pode ser caracterizada por uma relação de prevalência (*S*) tal que "*a* prevalece sobre *b"* (*aSb*), se e só se "*a* for preferível a *b"* (*aPb*) ou se "*a* for indiferente a *b"* (*aIb*) (Figueira *et al.*, 2005). No método ELECTRE TRI a relação de prevalência é construída para tornar possível a comparação de uma acção, a_i, com um perfil de referência, b_h. A afirmação $a_i S b_h$ significa que "a_i não tem um desempenho pior do que o limite b_h" ou "a_i é pelo menos tão bom quanto o limite b_h".

De modo a considerar o carácter imperfeito das avaliações das acções, os métodos da família ELECTRE podem utilizar limiares de discriminação. Estes limiares podem ser constantes ou variar ao longo da escala. A metodologia de aplicação do método ELECTRE TRI encontra-se bem estabelecida e a sua descrição detalhada pode ser encontrada em Roy (1991; 1996), Mousseau *et al.* (1999) e Figueira *et al*. (2005).

Na validação da afirmação $a_i S b_h$ (ou $b_h S a_i$) as condições de concordância e não discordância devem ser verificadas. A condição de concordância é verificada quando uma maioria suficiente de critérios for a favor da asserção $a_i S b_h$ (ou $b_h S a_i$). A condição de não discordância é verificada quando em condição de concordância esperada nenhum dos critérios na minoria se opuser à afirmação $a_i S b_h$ (ou $b_h S a_i$).

A relação de prevalência entre uma acção *a* e uma acção de referência b_h é estabelecida a partir dos índices de credibilidade e de um limiar de corte λ constante. O limiar de corte deverá ser superior a 0,50 representando, deste modo, a maioria de critérios que são a favor da asserção $a_i S b_h$ (ou $b_h S a_i$).

A atribuição das acções às categorias é efectuada por dois procedimentos (fase de exploração referida anteriormente): um pseudo-disjuntivo (abordagem *"bottom-up"*) e um pseudo-conjuntivo (abordagem *"top-down"*). O procedimento pseudo-conjuntivo atribui as acções às piores categorias possíveis e, pelo contrário, o procedimento pseudo-disjuntivo, procura atribuir as acções às melhores categorias possíveis.

5. CASO DE ESTUDO

5.1. Caracterização do caso de estudo

A zona em estudo é um sector de uma rede de distribuição de água de uma cidade de média dimensão da Área Metropolitana de Lisboa. Este sector abastece uma população aproximada de 11 000 habitantes, em cerca de 4 150 fogos habitacionais. Os fogos estão distribuídos por edifícios, com uma média, de 5 andares (existindo, no entanto, edifícios mais altos com cerca de 17 andares). A ligação à rede de distribuição de água é efectuada através de 416 ramais domiciliários. A rede apresenta uma extensão total de 10,3 km, com diâmetros nominais entre 38 e 400 mm. Nesta rede coexistem condutas de diferentes materiais, tais como, ferro fundido dúctil (FFD), ferro galvanizado (FG), polietileno de alta densidade (PEAD), policloreto de vinilo (PVC) e fibrocimento (FC) (*cf.* Figura 5). A idade média das condutas da rede é superior a 30 anos, e foram registadas 227 ordens de serviço (ou de trabalho) nos últimos 10 anos (de 2000 a 2010). Destas ordens de serviço, 44 correspondem a roturas não provocadas por terceiros.

5.2. Problema de decisão

Admita-se que o utilizador está a aplicar a metodologia proposta por Alegre e Covas (2010), ao nível táctico, e que identificou este sector como uma área prioritária de intervenção (terminou a Etapa 4) e que pretende definir, então, quais são as condutas prioritárias e quais as alternativas de intervenção (*i.e.,* Etapas 5 a 8). É importante referir que, em certos casos, a intervenção a realizar pode não incidir directamente sobre a conduta identificada mas sim em outras partes do sistema. A utilização do método ELECTRE TRI tem como objectivo o estabelecimento de prioridades de intervenção de reabilitação dos componentes (condutas) de uma determinada área de análise. A definição das prioridades de reabilitação é efectuada através da categorização dos candidatos que, com base em critérios bem estabelecidos e independentes, permitirá distinguir cada uma das condutas numa avaliação qualitativa do tipo mau, satisfatório ou bom (candidato) e à qual poderá ser atribuída, obviamente, uma prioridade de intervenção.

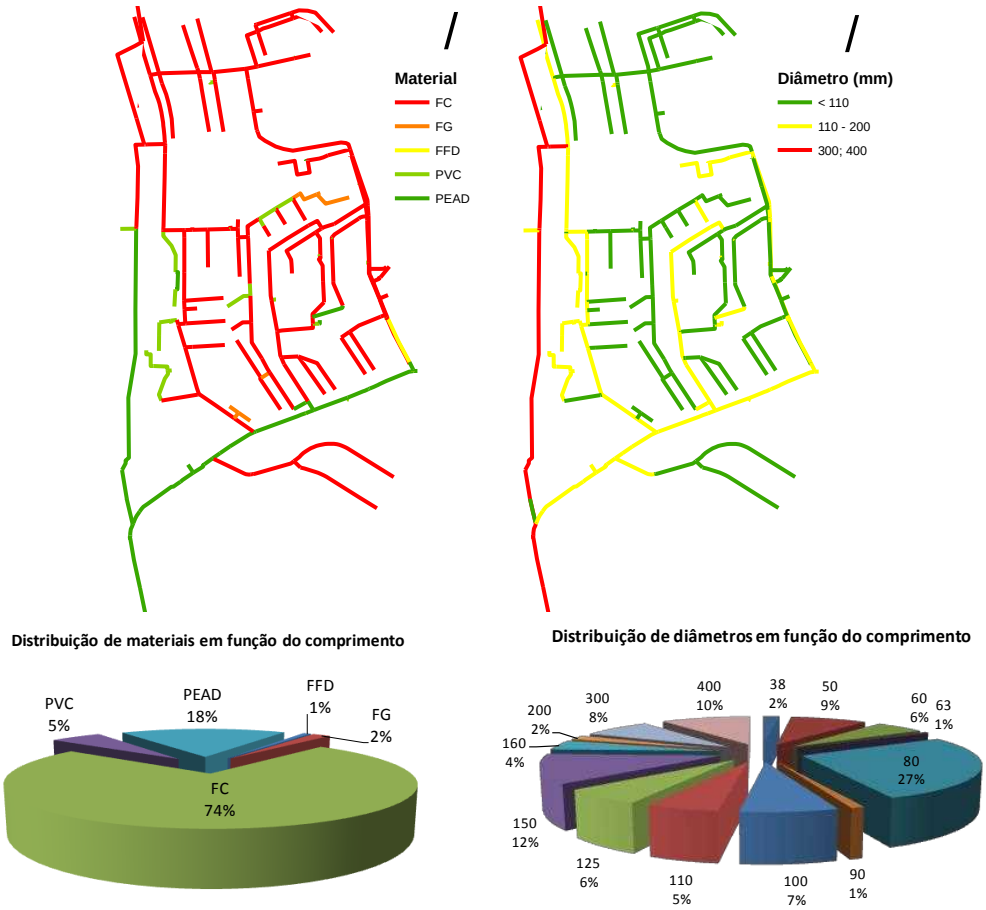


Figura 5 – Distribuição dos diâmetros e dos materiais na rede de distribuição da área em estudo

O método ELECTRE TRI adequa-se a situações em que haja mais que cinco critérios, por isso, foram escolhidos para o presente caso os seguintes cinco critérios que se consideram relevantes para a definição de prioridades de reabilitação: taxa média de rotura do grupo, taxa média de rotura do indivíduo, índice de desempenho de velocidade, factor de importância do componente para a satisfação do consumo e percentagem de vida útil residual. Os critérios considerados neste estudo são apenas exemplos de critérios que podem ser utilizados na aplicação do método, não devendo, por isso, ser entendidos como qualquer tipo de recomendação à aplicação da metodologia proposta. O problema é formulado sem a distinção ou a agregação prévia dos critérios em cada uma das dimensões, seguindo a primeira via das duas abordagens referidas (Figura 3a).

5.3. Taxas médias de rotura

Foram considerados como critérios duas taxas médias de rotura: uma relativa ao grupo e a outra relativa ao indivíduo. O primeiro critério utiliza uma taxa média de rotura de um grupo com características iguais, ou seja, material, diâmetro e época de instalação e que por isso seja expectável um comportamento semelhante. O segundo critério considera a taxa de rotura verificada num dado indivíduo. Este último critério pretende evidenciar as condutas

em que já se tenha verificado a ocorrência de uma rotura. Na determinação das taxas deve ser tido em conta o período de observação do histórico de roturas.

5.4. Índice de desempenho de velocidade

Um índice de desempenho utiliza curvas de penalidade que permitem traduzir a relação entre o comportamento da propriedade ou variável de estado em análise e a respectiva classificação em termos de desempenho técnico de um sistema desde o serviço nulo até ao bom serviço. O índice de desempenho varia entre a ausência de serviço (desempenho nulo) e o serviço óptimo (desempenho máximo), e as curvas destinam-se a penalizar qualquer desvio deste óptimo (Alegre, 1998).

A convenção adoptada por Coelho e Alegre (1999) quanto à escala de desempenho considera valores de 0 a 4: 4 – serviço óptimo; 3 – serviço adequado; 2 – serviço minimamente aceitável (limiar de aceitabilidade); 1 – serviço inaceitável; e 0 – ausência / interrupção do serviço. Dias (1999) redefine a escala de desempenho para um intervalo de 0 a 100%, e que é adoptada no âmbito deste artigo.

Coelho e Alegre (1999) propõem a utilização da equação fixada na alínea a) do art. 21º do Decreto Regulamentar n.º 23/95, de 23 de Agosto (Equação 1) para a velocidade máxima de escoamento para o caudal de ponta no horizonte de projecto em condutas em pressão em sistemas de distribuição de água:

$$V_{\max} = 0{,}127 D^{0.4} \quad (1)$$

em que:

V_{max} = velocidade máxima (m/s);

D = diâmetro interno da conduta (mm).

O desempenho óptimo de velocidade (100%) é atribuído à velocidade de referência do respectivo trecho de conduta. Abaixo da velocidade de referência, o desempenho reduz-se linearmente até um desempenho aceitável (75%) para a velocidade mínima admissível (0,3 m/s), seguindo a mesma tendência até atingir um desempenho inaceitável (25%) para a velocidade nula. Acima da velocidade de referência, o desempenho também se reduz linearmente até um desempenho inaceitável (25%) para o dobro da velocidade de referência, continuando a diminuir, até se tornar nulo (0%) para o triplo desta velocidade.

5.5. Factor de importância do componente para a satisfação do consumo

O método utilizado para a determinação do factor de importância do componente para a satisfação do consumo (FICSC) recorre ao modelo de simulação hidráulica EPANET (Rossman, 2000) e analisa a importância de cada trecho de conduta no conjunto da rede de distribuição através do efeito da variação de pressão nos nós. O algoritmo consiste na simulação de roturas em cada uma das condutas através do fecho dos trechos de conduta e na respectiva simulação hidráulica. Deste modo, é simulada a consequência de uma eventual ocorrência de uma rotura num determinado trecho, ao nível dos consumos nos nós tendo em conta a variação de pressão nos mesmos.

Conceptualmente num nó podem-se verificar as seguintes situações: (i) se a pressão for inferior à pressão mínima não há ocorrência de consumo; (ii) se a pressão for acima da

pressão de referência o consumo é totalmente satisfeito; (iii) se a pressão estiver entre as pressões mínima e de referência então o valor do consumo é ajustado de acordo com a Equação 2 (Wagner *et al.*, 1988).

$$Q_i = Q_{0,i}\sqrt{\frac{p_i - p_{min}}{p_{ref} - p_{min}}} \quad (2)$$

em que:

Q_i = caudal fornecido ao nó i (m^3/s);
$Q_{0,i}$ = consumo global no nó i (m^3/s);
p_i = pressão no nó i (Pa);
p_{min} = pressão mínima (Pa);
p_{ref} = pressão de referência (Pa)

Finalmente, o FICSC é obtido através da razão entre o caudal entrado na rede de distribuição e o consumo total da rede utilizando a Equação 3.

$$\text{FICSC}_n = \sum_{i=1}^{i}\left(1 - \frac{Q_i}{Q_{0,i}}\right) \quad (3)$$

5.6. Percentagem de vida útil residual

A vida útil residual de um componente corresponde ao período durante o qual se prevê que o componente ainda cumpra adequadamente as suas funções. A percentagem de vida útil residual (PVUR) corresponde ao rácio entre a vida residual e a vida útil técnica (Equação 4).

$$PVUR_i = 1 - \left(\frac{Ano_j - Ano_{i,0}}{VUT_i}\right) \quad (4)$$

Em que:

$PVUR_i$ = vida útil residual do componente *i* (%);
Ano_j = ano civil actual (ano);
$Ano_{i,0}$ = ano civil da instalação do componente (ano);
VUT_i = vida útil técnica do componente *i* (anos).

As vidas úteis dependem do tipo e natureza do componente podendo ser afectadas significativamente pela qualidade de produção dos materiais, condições de transporte e armazenamento, forma de instalação, adequação às condições locais e ao uso e forma de operação e manutenção. A vida útil técnica, considerada nas fases de concepção e de projecto, pode ser majorada uma vez que numa grande parte dos casos esta se encontra já ultrapassada.

5.7. Aplicação do método ELECTRE TRI

O método ELECTRE TRI utiliza limiares de discriminação (indiferença, preferência, de veto) associados a cada um dos critérios; a determinação destes limiares é uma tarefa complexa. A maioria dos autores considera que a estimação dos limiares é subjectiva, flexível e dependente do contexto de estudo (Wagner *et al.*, 1988). No âmbito do presente estudo optou-se, nesta fase, por não utilizar os limiares de discriminação, simplificando, deste

modo, a utilização do método. O método ELECTRE TRI foi implementado em Microsoft Excel 2007 recorrendo à linguagem *Visual Basic for Applications* (VBA). Os critérios e os resultados obtidos são visualizados através de um Sistema de Informação Geográfica (SIG).

Os perfis de referência correspondem à fronteira entre as categorias (ou classes) pré-definidas. Para uma melhor percepção acerca das categorias optou-se por representá-las com três cores distintas: vermelho, amarelo e verde. Na Figura 6 apresentam-se para cada um dos critérios as condutas do caso estudo categorizadas.

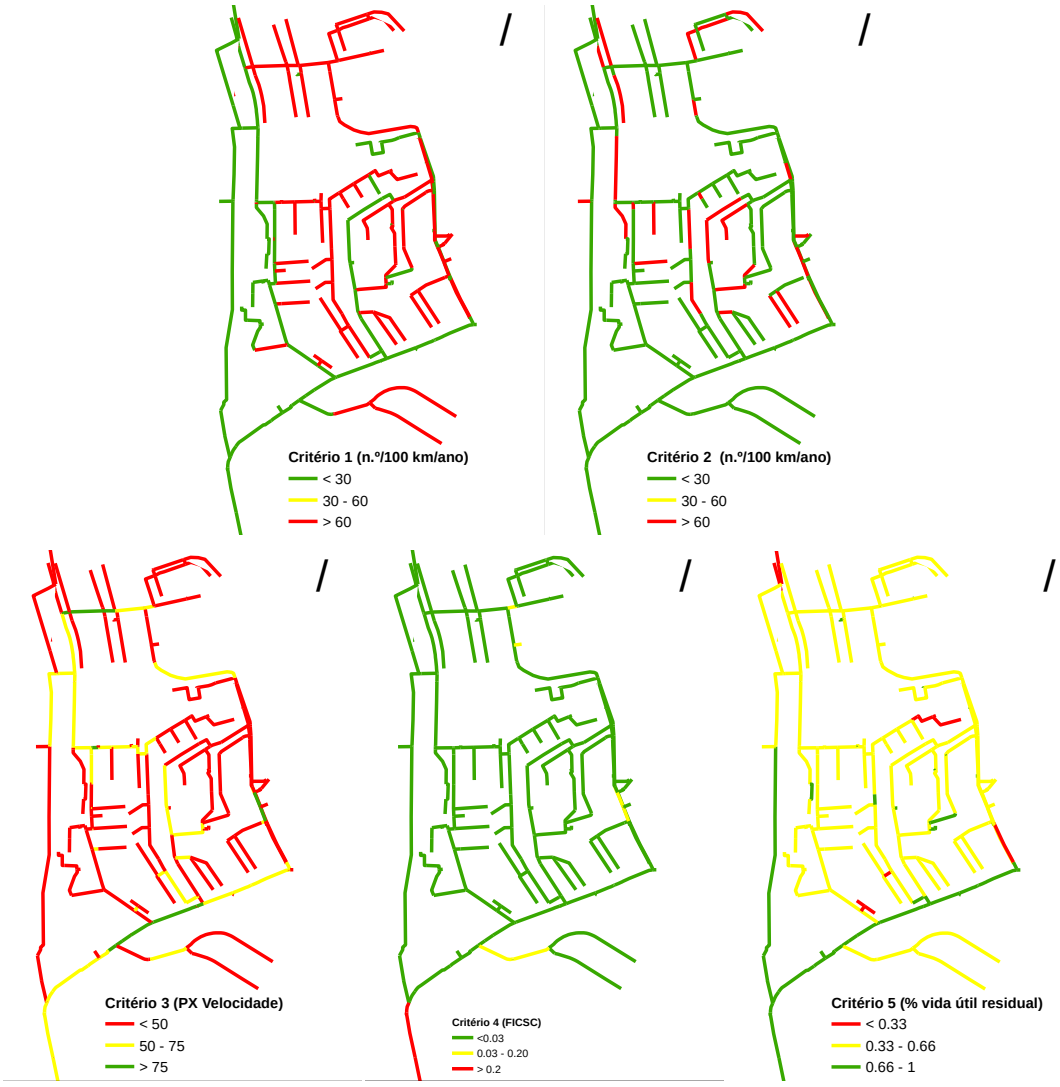


Figura 6 – Categorização de cada um dos critérios (Critérios 1 a 5)

No Quadro 1 apresentam-se os limites das classes e que definem os perfis de referência no método ELECTRE TRI. Optou-se, nesta fase, por atribuir a cada critério a mesma importância, ou seja, atribuir o mesmo peso a cada um dos critérios.

Quadro 1 – Limites das classes (perfis de referência)

Critério		Classe 1	Classe 2	Classe 3
1	Taxa média de rotura do grupo	[0; 30]	]30; 60]	]60; +∞[
2	Taxa média de rotura do indivíduo	[0; 30]	]30; 60]	]60; +∞[
3	Índice de desempenho de velocidade	]75; 100]	]50; 75]	[0; 50]
4	Factor de importância hidráulica do componente	[0; 0,03]	]0,03; 0,2]	]0,2; 1]
5	Percentagem de vida útil residual	]0,66; 1]	]0,33; 0,66]	[0; 0,33]

5.8. Resultados obtidos

Os resultados obtidos com a aplicação do método ELECTRE TRI e para diferentes níveis de corte (lambda, λ) apresentam-se na Figura 7. Relembre-se que o nível de corte está associado à maioria de critérios a favor da asserção "a_i é pelo menos tão prioritário quanto b_h", a utilização de níveis de corte de 0,6, 0,8 e 1, significa que três, quatro e cinco critérios (num total de cinco critérios) são, respectivamente, a favor da referida asserção.

A atribuição das condutas candidatas (à reabilitação) aos perfis de referência é efectuada por dois procedimentos: pseudo-disjuntivo (optimista) e pseudo-conjuntivo (pessimista). O primeiro número a seguir à letra "C" na legenda da Figura 7 corresponde à categoria atribuída pelo procedimento pseudo-conjuntivo, enquanto o segundo número corresponde à categoria atribuída pelo procedimento pseudo-disjuntivo. As Categorias 1 e 3 são consideradas, respectivamente, a melhor e a pior categoria.



(a) (b) (c)

Figura 7 – Resultados obtidos para diferentes três níveis de corte (λ): (a) λ=0,6, (b) λ=0,8 e (c) λ=1,0

A utilização de um nível de corte superior a 0,60 implica um maior "desentendimento" entre os critérios quanto à asserção "a_i é pelo menos tão prioritário quanto b_h", apontando os

resultados obtidos pelos procedimentos pseudo-disjuntivo e pseudo-conjuntivo em direcções opostas (como seria de esperar).

Observe-se, por exemplo, a Zona 1 na Figura 7. Para λ=0,6 os procedimentos pseudo-disjuntivo e pseudo-conjuntivo classificam uma parte das condutas na Categoria 3 (representada a vermelho), o que está de acordo com o que se observa na Figura 6 em que os Critérios 1 a 3 se encontram a vermelho. No entanto, para λ=0,8, o que equivale a aumentar a "maioria" com mais um critério (neste caso, para 4 critérios), a atribuição à Categoria 3 passa a ser "questionada" por este novo critério, sendo efectuada uma atribuição diferente pelos procedimentos pseudo-conjuntivo e pseudo-disjuntivo: o primeiro procedimento classifica a Zona 1 na Categoria 2 enquanto o segundo atribui à Categoria 3. Se se observar a Figura 6 verifica-se que os Critérios 1 a 3 são vermelhos mas o Critério 5 é amarelo, por isso são afectados às Categorias 2 e 3. Finalmente, quando se utiliza λ=1,0 (situação em que todos os critérios são tidos em conta para se manifestarem a favor da asserção "a_i é pelo menos tão prioritário quanto b_h"), os procedimentos pseudo-conjuntivo e pseudo-disjuntivo afastam-se na atribuição às categorias, sendo, as atribuições efectuadas respectivamente às Categorias 1 e 3, devido ao Critério 4.

Analise-se outra situação, a Zona 2 na Figura 7. Neste caso, os procedimentos pseudo-conjuntivo e pseudo-disjuntivo afectam os candidatos à Categoria 1, mantendo essa afectação inalterável, independentemente do valor de λ, o que está de acordo com o que se verifica em cada um dos critérios da Figura 6, em que estes estão todos representados a verde implicando, claramente, uma atribuição à Categoria 1.

Em síntese, se se pretender estabelecer prioridades de reabilitação, sendo menos conservativo e tendo em conta apenas três critérios, as condutas de prioridade mais elevada são as indicadas a vermelho na Figura 7a (Categoria 33). Se pelo contrário se pretender ter em conta simultaneamente os cinco critérios (Figura 7c), então praticamente todas as condutas são de igual prioridade de reabilitação (são quase todas da categoria C13), não sendo possível estabelecer preferências.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O principal objectivo deste estudo foi o desenvolvimento de uma ferramenta multicritério de apoio à decisão para o estabelecimento de prioridades de reabilitação em sistemas de abastecimento de água, ao nível táctico. De acordo com a metodologia AWARE, proposta por Alegre e Covas (2010) e Almeida e Cardoso (2010), a aplicação desta ferramenta pode ser útil tanto na fase de diagnóstico como na fase de identificação e análise de alternativas de intervenção, particularmente quando o número de hipóteses em análise é elevada e existe independência entre elas. A ferramenta foi desenvolvida em Microsoft Excel recorrendo à linguagem VBA e tem por base o método de decisão multicritério ELECTRE TRI, sendo os resultados visualizados em ambiente SIG. A ferramenta ajuda a definir prioridades de intervenção de modo eficiente e expedito, e é aplicável, sobretudo, quando estão em causa deficiências relativas à condição física dos componentes do sistema, i.e. quando as alternativas de intervenção são independentes entre si.

Neste estudo, e em particular na aplicação do método ELECTRE TRI, não se consideraram os limiares de discriminação (o que equivale a igualar os valores dos limiares a zero) e considerou-se que os critérios têm todos a mesma importância relativa (*i.e.,* peso igual a 1).

Através da análise de sensibilidade do parâmetro λ (valor corte), verificou-se que a utilização de níveis de corte maiores implica um maior "desacordo" entre os critérios quanto à asserção "*a* é pelo menos tão prioritário quanto *b*". Este resultado está de acordo com o resultado esperado uma vez que o aumento do nível de corte implica o aumento do número de critérios a favor da referida asserção. Desta forma, os resultados obtidos utilizando os procedimentos pseudo-disjuntivo e pseudo-conjuntivo tornam-se mais diferentes, *i.e*. as classes atribuídas a cada uma das acções pelos procedimentos pseudo-disjuntivo e pseudo-conjuntivo diferem mais quanto maior for o valor do nível de corte.

O trabalho realizado apresenta grande interesse no que respeita ao desenvolvimento de sistemas de apoio à decisão aplicados a sistema de abastecimento de água. No entanto, o trabalho ainda se encontra em fase de desenvolvimento, preconizando-se como próximos passos a introdução de limiares de discriminação, a utilização de pesos e a realização de análises de sensibilidade e de robustez ao método aqui apresentado. A utilização de um método para ordenação das condutas candidatas à reabilitação (as que são atribuídas à pior categoria), tendo como objectivo incorporar a restrição orçamental para a realização das intervenções será também investigada na sequência deste estudo. Além da ordenação das condutas a reabilitar encontra-se também em desenvolvimento uma metodologia multicritério que permita seleccionar de entre as técnicas de reabilitação existentes a(s) que melhor serve(m) os candidatos à reabilitação.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Mecanismo Financeiro do Espaço Europeu (EEA Grants) e aos parceiros utilizadores finais – AdP Serviços S.A, AGS, S.A., SMAS de Oeiras e Amadora e Veolia Agua – o apoio financeiro para a realização deste trabalho através do projecto AWARE- P, Projecto n.º PT0043. À restante equipa de I&D do projecto, à ERSAR e aos parceiros utilizadores finais agradecem-se os contributos técnicos, essenciais para a realização deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Albee. S. (2005). America's pathway to sustainable water and wastewater systems. *Water Asset Management International*. 1(1), 9-14.

Alegre. H. (1998). Indicadores de desempenho de sistemas de abastecimento de água - trabalho em curso no âmbito da IWSA. *In* Anais do 4º Congresso da Água: "A água como recurso estruturante do desenvolvimento". Lisboa.

Alegre. H. (2007). *Gestão patrimonial de infra-estruturas de abastecimento de água e de drenagem e tratamento de águas residuais*. Programa de Investigação. LNEC. Lisboa.

Alegre. H., Covas. D. I. C. (2010). *Gestão patrimonial de infra-estruturas de abastecimento de água: uma abordagem centrada na reabilitação*. ERSAR. Lisboa.

Almeida. M. C., Cardoso. M. A. (2010). *Gestão patrimonial de infra-estruturas de drenagem de águas residuais e pluviais: uma abordagem centrada na reabilitação*. Lisboa.

Bana e Costa. C., Corte. J. M., Vansnick. J. C. (2005). On the mathematical foundation of MACBETH. In *Multiple criteria decision analysis: state of the art surveys*. Eds. J. Figueira, S. Greco and M. Ehrgott.. Springer Science + Business Media. Inc.. USA.

Bana e Costa. C., Vasnick. J. C. (1995). General overview of the MACBETH approach. In *Advances in multicriteria analysis*. Eds. P. M. Pardalos, Y. Siskos and C. Zopounidis. Kluwer Academic Publishers. Dordrecht (The Netherlands).

Brans. J., Mareschal. B. (2005). PROMETHEE methods. In *Multiple criteria decision analysis: state of the art surveys*. Eds. J. Figueira. S. Greco and M. Ehrgott. Springer. Inc.. New York (USA).

Coelho. S. T., Alegre. H. (1999) Indicadores de desempenho de sistemas de saneamento básico. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Lisboa.

De Keyser. W., Peeters. P. (1996). A note on the use of PROMETHEE multicriteria methods. *European Journal of Operational Research*. 89(3), 457-461.

Doumpos. M., Zopounidis. C. (2002). Introduction to the classification problem. In *Multicriteria decision aid classification methods*. Kluwer Academic Publisher. Dordrecht (The Netherlands).

Engehardt. M. O., Skipworth. P. J., Savic. D. A., Saul. A. J., Walters. G. A. (2000). Rehabilitation strategies for water distribution networks: a literature review with a UK perspective. *Urban Water* (2), 153-170.

Figueira. J., Mousseau. V., Roy. B. (2005). Electre methods. In *Multiple criteria decision analysis: state of the art surveys*. Eds. J. Figueira, S. Greco and M. Ehrgott.. Springer Science + Business Media. Inc.. USA.

Kleiner. Y. (2001). Scheduling inspection and renewal of large infrastructure assets. *Journal of Infrastructure Systems* 7(4), 136-143.

Matos. M. (1988). *Ajuda à decisão multicritério: novas contribuições*. Dissertação de doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

Morais. D. C., Almeida. A. T. (2006). Modelo de decisão em grupo para gerenciar perdas de água. *Pesquisa Operacional* (26), 567-584.

Mousseau. V., Slowinski. R., Zielniewicz. P. (1999). *ELECTRE TRI 2.0a methodological guide and user's manual*. Université Paris-Dauphine. Paris (France).

Pascal. L. G., Hatem. H., David. P., Katia. L., Rolf. B., Marcello. S. (2007). A multicriteria decision support methodology for annual rehabilitation programs of water networks. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* 22(7), 478-488

Rossman. L. A. (2000). *Epanet 2: Users manual*. U.S. Environmental Protection Agency (EPA). Cincinnati (United States).

Roy. B. (1991). The outranking approach and the foundations of electre methods. *Theory and Decision* 31(1), 49-73.

Roy. B. (1996). *Multicriteria methodology for decision aiding* . Kluwer Academic Publishers. Dordrecht (The Netherlands).

Saaty. T. L., Vargas. L. G. (1982). *The logic of priorities: applications of business. energy. health and transportation*. Kluwer-Nijhoff. Boston (USA).

Saaty. T. L., Vargas. L. G. (2001). *Models. methods. concepts & applications of the analytic hierarchy process* . Kluwer Academic Publishers. Dordrecht (The Netherlands).

Sægrov. S., Baptista. J. M., Conroy. P., Herz. R. K., Le Gauffre. P., Moss. G., Oddevald. J. E., Rajani. B., Schiatti. M. (1999). Rehabilitation of water networks. Survey of research need and on-going efforts. *Urban Water* (1), 15-22.

Vincke. P. (1992). *Multicriteria decision-aid* . John Wiley & Sons. Inc.. Chichester (UK).

Wagner. J. M., Shamir. U., Marks. D. H. (1988). Water distribution reliability: simulation methods. *Journal of Water Resources Planinng and Management*. 114(3), 276-294.

ESTIMAÇÃO DE SÓLIDOS SUSPENSOS TOTAIS EM SISTEMAS URBANOS DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAS

Cláudia M. P. FERREIRA[1]; Paulo J. RAMÍSO [2]

Resumo

A drenagem das águas pluviais tem sido, desde há cinco milénios, uma das preocupações do Homem na concepção das suas cidades. No entanto, apenas nos últimos 150 anos se assistiu a enormes progressos nesta índole, visando unicamente os aspectos quantitativos.

A caracterização das águas pluviais apresenta-se como uma tarefa complexa devido à natureza estocástica da precipitação e do facto de o sistema físico contar com a contribuição de inúmeras origens advindas de processos naturais e actividades humanas inerentes.

Recentemente, nalgumas cidades da Europa e América do Norte, vários projectos de investigação têm tido como objectivo identificar os poluentes associados às escorrências urbanas. Alguns destes poluentes apresentam natureza persistente, conservativa ou bioacumulativa, enquanto outros vão sendo degradados ao longo do tempo. Assim, importa prever a formação e migração destes poluentes ao longo destes sistemas.

Neste artigo são estimadas as cargas de sólidos suspensos totais de um caso de estudo, sendo a metodologia baseada na modelação de leis propostas por Sartor e Boyd. Para tal, foram analisadas as condições de acumulação e lixiviação destes poluentes ao longo do tempo, assim como avaliada a variação temporal das suas cargas e concentrações.

Palavras-chave: Águas Pluviais, Carga poluente, Impactos Ambientais, Poluição Difusa, Sistemas Urbanos.

[1] Aluna do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Azurém, 4800-058 Guimarães, Portugal. email: a46891@mail.uminho.pt

[2] Prof. Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Azurém, 4800-058 Guimarães, Portugal. email: pramisio@civil.uminho.pt

1. INTRODUÇÃO

A importância dos sistemas de drenagem de águas pluviais, especialmente em meio urbano, não é um assunto recente. De facto, e segundo Matos (2003), os primeiros sistemas de drenagem de águas residuais em meio urbano remontam há mais de 5.000 anos. No entanto, durante 4.800 anos, os avanços globais que se verificaram nesse domínio não foram, salvo raras excepções, significativos. Nos últimos 150 anos, assistiu-se a um enorme progresso neste sector, motivado, em grande parte, pelos problemas e desafios criados pelo grande aumento populacional verificado, pelo crescimento industrial, pela concentração das populações nas zonas litorais e pelo agravamento geral das condições ambientais, em especial da qualidade das águas dos meios receptores.

Apesar da melhoria significativa dos critérios de concepção e dimensionamento destes sistemas nas últimas décadas, as redes de drenagem de águas pluviais, não têm sido objecto de avanços na sua parte qualitativa, como foram as redes de abastecimento de água e drenagem de águas residuais. No entanto, a preocupação para a tomada de decisões e gestão integrada por parte das entidades responsáveis destes sistemas está a tornar-se cada vez maior devido não só ao agravamento e ao consequente aumento da frequência de inundações no meio urbano nas últimas décadas, principalmente desde os anos 70, como também devido à degradação da qualidade dos meios receptores como consequência das cargas poluentes destes sistemas.

Quanto aos aspectos qualitativos é de referenciar que as águas pluviais de zonas urbanas são caracterizadas por apresentarem pequenas concentrações de poluentes, como metais pesados e compostos orgânicos, em grandes volumes de água, podendo originar efeitos agudos ou crónicos (Ramísio, 2007). Importava portanto, reduzir as cargas poluentes associadas a estes sistemas e avaliar metodologias de forma a minimizar esta forma de poluição. Ou seja, o impacto deste desenvolvimento urbano além de criar problemas técnicos no sistema de drenagem leva também a problemas de poluição ambiental e agravamento de questões sociais da zona envolvente, sendo por isso cada vez mais de vital importância minimizar os riscos inerentes a este sistema.

Esta forma de poluição engloba três tipos, nomeadamente, poluição difusa, intermitente ou acumulativa. De acordo com Ramísio (2007), em estudos recentes, tem sido realçado o facto de que várias fontes de poluição com origem difusa são responsáveis por cargas poluentes significativas. Sendo assim, tendo em conta que o poluente está intimamente ligado ao ciclo hidrológico, os poluentes podem viajar grandes distâncias das suas origens, transportados por ventos ou pela água, pelo que o controlo deste tipo de poluição apresenta desafios específicos. Por outro lado, há ainda a considerar o carácter intermitente destas fontes de poluição ligadas ao ciclo hidrológico. Como os poluentes detêm um carácter persistente de grande dispersão espacial, podem comprometer as águas receptoras por criarem mudanças no seu estado ecológico, afectando, inclusive, todo o processo da produção de água para consumo humano.

Como consequência desta preocupação, tem-se assistido a um grande aumento de estudos nesta área e ao desenvolvimento de ferramentas informáticas com o objectivo de auxiliar a análise dos processos associados ao transporte e descarga destes sistemas. A simulação

computacional, associada à modelação matemática, tem-se mostrado uma ferramenta indispensável no planeamento e dimensionamento de sistemas urbanos de drenagem de águas residuais. A selecção dos diferentes modelos deve ser realizada em função dos objectivos da análise, dos parâmetros de qualidade a analisar, dos dados disponíveis e das características do ambiente de simulação.

Pelo facto dos custos relativos a estes sistemas serem elevados, quando comparados com as outras infra-estruturas urbanas, torna-se extremamente importante a implementação de soluções económicas e tecnicamente viáveis.

2. FONTES DE POLUIÇÃO URBANA

Segundo van Dam *et al.* (1986), as escorrências pluviais numa zona urbana resultam do escoamento da precipitação através dos telhados, pavimentos, ruas, sarjetas, etc., para as redes de drenagem. É nestes locais que tem origem a problemática da qualidade, pois a água durante o seu tratamento, como solvente universal que é, "arrasta" os poluentes depositados na superfície destas zonas. Para além destas fontes estacionárias, há ainda que referir o grande contributo das fontes móveis, como por exemplo, o tráfego rodoviário. Os poluentes presentes na drenagem pluvial surgem então como resultado da lixiviação das substâncias depositadas no meio urbano.

De um modo semelhante, Atassi *et al.* (2003), afirma que a poluição associada às águas pluviais em ambiente urbano, pode ter origem nas seguintes fontes:

- Escorrências pluviais;
- Descarga de sistemas unitários;
- Descarga de sistemas separativos;
- Redes e unidades de tratamento de águas residuais;
- Descargas industriais;
- Escorrências.

Os mesmos autores afirmam que o maior volume de caudal nestas redes tem origem no escoamento superficial que escorre através de áreas verdes, estradas, ruas, parques de estacionamento, telhados e outras zonas impermeáveis.

O escoamento das águas subterrâneas é considerado uma fonte de poluição difusa, uma vez que qualquer contaminante em contacto com a água pode ser transportado. Embora este processo de transporte pareça lento, pode realmente ser acelerado devido ao facto destas águas poderem escoar em solos impermeáveis. Por vezes, a contaminação das águas subterrâneas, especialmente quando o nível freático é elevado, ocorre devido a falhas de sistemas de águas residuais descentralizadas.

Ramísio (2007) menciona ainda que em regiões de elevada densidade populacional, as fontes de poluição locais podem desempenhar um papel de maior importância do que a que se verifica em áreas com menor densidade populacional. Sendo grande o número de fontes móveis e estacionárias que contribui para as cargas poluentes em zonas urbanas, torna-se

importante a sua análise de modo a identificar a origem dos poluentes e classificar a importância relativa assumida pelas diferentes fontes.

3. PRINCIPAIS POLUENTES ASSOCIADOS ÀS FONTES DE POLUIÇÃO

De acordo com Ramísio (2007), os principais poluentes encontrados em escorrências rodoviárias, que por conseguinte são os mesmos para este tipo de sistemas, têm origem em processos naturais e actividades humanas. A quantificação exacta das cargas poluentes destas escorrências em função de fontes poluentes bem definidas é muito difícil, uma vez que o ambiente onde estes fenómenos ocorrem constitui um sistema aberto. Alguns dos poluentes temporariamente acumulados nas superfícies impermeáveis ou semi-impermeáveis são ainda transportados por via atmosférica. Estes poluentes aparecem na forma gasosa (substâncias voláteis), aerossóis (partículas líquidas, i.e. associadas a gotas de água ou nevoeiro) e partículas suspensas (poeiras). Os poluentes que aparecem na atmosfera podem ter origem em fontes estacionárias ou móveis fora da zona de circulação automóvel (e.g. aquecimento, tráfego, erosão do solo e indústria) e de fontes similares distantes. Embora a maior parte dos poluentes estejam associados a actividades terrestres, os cloretos podem ter origem no mar.

Este mesmo autor refere que os principais poluentes em sistemas urbanos podem ser divididos em três grupos, designadamente, substâncias orgânicas e inorgânicas, substâncias na forma solúvel ou particulada e microrganismos patogénicos.

O primeiro grupo engloba as seguintes substâncias:

- Matéria orgânica biodegradável, que serve de substrato a organismos heterotróficos. Quando em excesso pode acelerar a taxa de crescimento de alguns organismos, tornando-os dominantes e reduzindo a diversidade do ecossistema;
- Nutrientes. Os principais a mencionar são o azoto e fósforo, pois são responsáveis pelo crescimento anormal de fitoplancton, podendo potenciar o aumento do efeito de eutrofização nas águas receptoras;
- Metais pesados, tais como o cádmio, o crómio, o cobre, o chumbo, o mercúrio, o níquel, o zinco, o ferro e o magnésio, em que a sua disponibilidade e toxicidade estão relacionadas com a associação a partículas e com a formação de complexos juntamente com substâncias orgânicas e inorgânicas;
- Micropoluentes orgânicos, que são potenciais geradores de efeitos tóxicos no ambiente e nos seres humanos.

As substâncias na forma solúvel ou particulada, isto é, as partículas sólidas, são as que com frequência ficam depositadas essencialmente em estradas, tais como poeiras, areia, vidro, plástico, etc., assim como as partículas orgânicas e inorgânicas do solo. Os microrganismos patogénicos, como bactérias e vírus, podem gerar infecções que se desenvolvem em doença.

Os principais problemas nesta índole podem ser classificados em dois conjuntos:

- Problemas que provocam alterações devido ao crescimento urbano;
- Problemas que aumentam o risco para a saúde pública.

Em Chiew *et al.* (1997) são enumerados os diversos tipos de problemas neste âmbito, apesar de não serem divididos em qualquer um dos conjuntos mencionados.

Problemas que provocam alterações devido ao crescimento urbano**:**

- Aumento do escoamento superficial;
- Mudanças no ambiente envolvente;
- Aumento da temperatura;
- Poluição atmosférica;
- Impacto social;
- Impacto visual.

Problemas que aumentam o risco para a saúde pública:

- Poluição da água;
- Poluição do solo;

As zonas urbanas dependem da existência do abastecimento de água para consumo e uma eliminação efectiva das águas residuais, sendo o risco de contaminação e consequentes epidemias muito maior nestas áreas do que em áreas rurais.

4. CONCENTRAÇÕES E CARGAS DOS POLUENTES

4.1. Introdução

A cada chuvada corresponderá um determinado hidrograma de escorrência denominado evento. Na análise das escorrências geradas, em termos de transporte ou dos seus impactos, é igualmente importante garantir a independência entre dois eventos. Esta independência é mais complexa do que entre duas chuvadas consecutivas, o que se deve ao facto da independência das escorrências estar relacionada com a distância do transporte. Geralmente, as escorrências independentes exigem um período seco maior do que o exigido para as chuvadas.

A concentração média por evento (CME) é a concentração média de um determinado constituinte na escorrência, ponderada pelo caudal; representando uma concentração que caracteriza um evento em termos do seu valor médio.

A concentração média por local (CML) pode ser definida, para cada constituinte, como a concentração característica de um lugar, em termos do valor médio, para todos os eventos ocorridos naquele lugar. (Ramísio, 2007).

Na bibliografia do SWMM é apresentada a variação das CME para alguns poluentes (Quadro 1).

Para além da carga global característica destes sistemas, a variedade das concentrações dos diversos poluentes ao longo dos eventos tem sido objecto de alguns estudos. Gnecco *et al.* (2005) afirmam que o primeiro fluxo é geralmente definido como a primeira porção do

volume de água escoado, contendo a maior quantidade da carga poluente. Delectic (1998), Bertrand-Krajewski *et al.* (1998), Thornton e Saul (1987) propuseram uma definição baseada nos picos de concentração no início das precipitações, considerando que o primeiro fluxo do volume é a descarga durante o período de "pico". A USEPA (1993), United States Environmental Protection Agency´s National Risk Management Research Laboratory, em Gnecco *et al.* (2005) baseia-a na comparação entre as concentrações em tempos húmido e seco médios. Outra abordagem é representar este fluxo através da relação entre a percentagem acumulativa da massa (M) de poluente e a percentagem do volume (V) acumulado de água, denominadas curvas M(V). Segundo estes autores, Geiger (1987) aponta ainda que este fenómeno ocorre quando o declive resultante da curva é maior que 45º, apesar de se assumir que é apenas significativo quando a distância da curva e do bissector é maior que 0.2. Num critério mais restrito, Bertrand-Krajewski *et al.* (1998) afirmam que o fenómeno acontece quando pelo menos 80% da carga poluente é levada nos primeiros 30% de fluxo de água. Vários outros estudiosos dão definições algo semelhantes a estas. Um exemplo das curva M(V) mencionadas é apresentado na figura 1.

Quadro 1. Características da qualidade da água do escoamento urbano (Fonte: Manual do SWMM).

Constituent	Event Mean Concentrations
TSS (mg/L)	180 - 548
BOD (mg/L)	12 - 19
COD (mg/L)	82 - 178
Total P (mg/L)	0.42 - 0.88
Soluble P (mg/L)	0.15 - 0.28
TKN (mg/L)	1.90 - 4.18
NO2/NO3-N (mg/L)	0.86 - 2.2
Total Cu (ug/L)	43 - 118
Total Pb (ug/L)	182 - 443
Total Zn (ug/L)	202 - 633

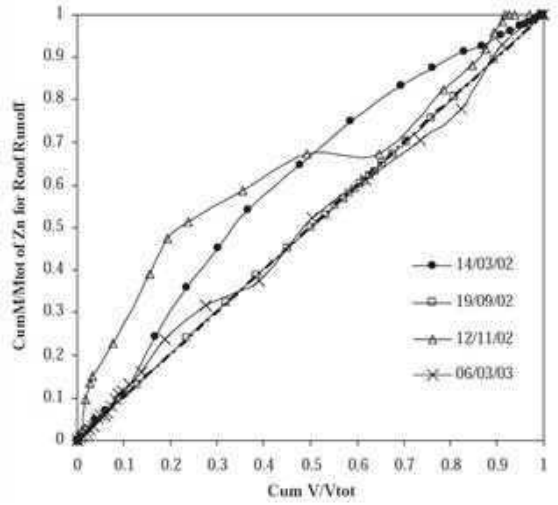


Figura 1. Curvas M(V) do escoamento em telhados para Zinco na Villa Cambiaso (Gnecco, 2005).

Neste sentido, importa analisar o processo de deposição destes poluentes em ambientes secos e a sua acumulação nas áreas impermeáveis (*Build-up*) e o processo em que esta deposição é removida das áreas impermeáveis através da chuva (*Wash-off*). Estes fenómenos influenciam, de forma significativa, o primeiro fluxo. Assim a análise e modelação deste é um processo complexo, variando muito segundo o local estudado, pois envolve factores hidrológicos, climáticos e morfológicos assim como a qualidade da água da chuvada, como já foi referido (Saget *et al*., 1995; Gupta and Saul, 1996; Deletic, 1998).

4.2. Leis de estimação de SST

Embora esteja provada a presença de uma grande quantidade de poluentes em escorrências urbanas, escolheu-se como objecto de estudo apenas os Sólidos Suspensos Totais (SST). Tal é devido ao facto destes se apresentarem geralmente em quantidades consideráveis, ser mais fácil a implementação de mecanismos para a sua retenção ou controlo relativamente aos poluentes que se encontram em fase dissolvida e, por último, pelo facto da sua remoção promover ainda a remoção conjunta de poluentes que lhes estão normalmente associados.

Segundo Bryant *et al*. (2000), o *build-up* e o *wash-off* podem ser estimados através de uma lei exponencial. Para o caso particular dos SST, Sartor e Boyd (1972) propuseram a distribuição do *build-up* dada em função dos dias secos antecedentes.

$$P_t = P_i + (P.A - P_i)(1 - e^{-kt}) \quad (1)$$

Em que,

P_t - Acumulação de sólidos até ao dia t (kg)

P - Máximo *build-up* dos sólidos (2,4 kg / ha)

A - Área de drenagem (ha)

P_i - Carga inicial de sólidos na superfície, não lixiviados na chuvada anterior (kg)

k - Factor exponencial do *build-up* (0,4) (dia^{-1})

t - Dias secos antecedentes

O factor exponencial do *build-up*, k, foi proposto pelos autores, de forma a representar 90% da máxima acumulação dos SST durante o período de 5,66 dias. Esta equação assume ainda um valor assimptótico de 2.4 kg/ha para a acumulação de SST na superfície.

O *wash-off* pode ser estimado segundo a equação 2.

$$P_t = P_i . e^{k.V} \quad (2)$$

Onde,

P_t - Sólidos que permanecem na superfície no dia t (kg)

P_i - Carga inicial dos sólidos (da equação 1) (kg)

k - Factor de decaimento exponencial (0.2) (mm^{-1})

V - Volume do escoamento superficial acumulado na superfície (mm).

O factor de decaimento exponencial, k, segundo Alley (1981), Charbeneau e Barrett (1998) encontram-se no intervalo [0,03-0,55]. Sartor e Boyd recomendam o valor de 0.2.

De notar que estas funções foram encontradas aquando da execução de um modelo de simulação computacional baseado no SWMM v-4.3 (versão anterior ao SWMM-v5), em que o objectivo do estudo era estimar os sólidos suspensos conduzidos no sistema de drenagem em estudo. Uma das particularidades inerentes ao mesmo é que os autores afirmavam que os dados da evaporação não são importantes pois a área de estudo era inferior a 10 ha, e, como a percentagem de área permeável era pequena o método de infiltração escolhido era irrelevante.

5. MODELAÇÃO DE SISTEMAS DE DRENAGEM URBANOS

A ferramenta de modelação escolhida foi o SWMM-v5, desenvolvido pela USEPA. Este modelo proporciona uma interface que permite a introdução de dados para a área de drenagem, simula o comportamento hidráulico, assim como a previsão da qualidade e quantidade de água, e posteriormente a visualização dos resultados obtidos.

O SWMM é um software que usa modelos dinâmicos de simulação de precipitações para fazer a modelação das águas pluviais, para um dado evento de precipitação ou para um período de tempo onde existem vários eventos.

O software é composto por vários módulos, dos quais se destacam:

- O escoamento hidrológico;
- O transporte hidráulico.

O módulo de escoamento hidrológico funciona através da representação das bacias em estudo, que por sua vez geram escoamentos. No que respeita ao módulo de transporte hidráulico, este tem o objectivo de analisar os percursos das águas, através de sistemas de colectores, canais, dispositivos de armazenamento e tratamento, de sistemas elevatórios entre outros e elementos reguladores de caudal.

Em relação ao modelo gerado, este permite a consideração de variados processos hidrológicos, como:

- Precipitações variáveis ao longo do tempo;
- Evaporação das águas superficiais estanques;
- Acumulação de neve e gelo;
- Intercepção de escoamento das precipitações por bacias ou obras hidráulicas de armazenamento;
- Infiltrações;
- Entradas de água, por infiltração de aquíferos;
- Troca de caudal entre sistemas de transporte e aquíferos;
- Modelo de depósito não linear para caudal superficial.

Este software contém ainda um vasto conjunto de ferramentas de modelação, que permite modelar de forma simples e rápida redes de tamanho quase ilimitado, utilizando todo o tipo de geometria de condutas; fazer a análise hidráulica por diferentes métodos; aplicar controlos dinâmicos e modelar diferentes regimes de precipitação.

Permite ainda estimar a produção e evolução de cargas poluentes associadas ao escoamento superficial.

As aplicações do SWMM são variadas, das quais podemos destacar a concepção e dimensionamento dos diferentes componentes da rede de drenagem, dimensionamento de estruturas de retenção e acessórios, delimitação de zonas de cheia, concepção de diferentes estratégias de controlo, de modo a reduzir o número de descargas de sistemas unitários, efectuar uma avaliação do impacto de descargas e infiltrações de sistemas de drenagem de águas residuais, análise de cargas de fontes de contaminação não pontuais para estudo de acumulação de resíduos, bem como a análise para a redução de cargas poluentes durante uma chuvada de grande intensidade.

Assim, para a modelação de escoamento de águas pluviais numa zona urbana, o SWMM segue alguns passos básicos, como, a especificação das propriedades dos objectos a utilizar bem como a definição do trabalho, uma representação gráfica da rede e todos os seus componentes, editar as propriedades dos mesmos, seleccionar um conjunto de análises que se deseja fazer, executar a simulação e, por último, visualizar os resultados.

6. CASO DE ESTUDO

6.1. Sistema de drenagem

Para um estudo mais exaustivo nesta índole, resolveu-se fazer a aplicação do programa SWMM a um caso de estudo teórico. Para este efeito, foi considerada uma bacia urbana com uma área total de 8.55 hectares.

Com o objectivo de analisar as cargas poluentes deste sistema urbano, foi concebida e projectada uma rede de drenagem de águas pluviais do sistema em estudo, de acordo com o preconizado no Decreto Regulamentar 23/95 de 23 de Agosto.

O sistema projectado possui 1 pluviómetro, 29 bacias hidrográficas parciais (figura 2), 47 nós de conexão, 1 nó de saída, 47 condutas e 2 tipos de usos de solo (residencial e comercial).

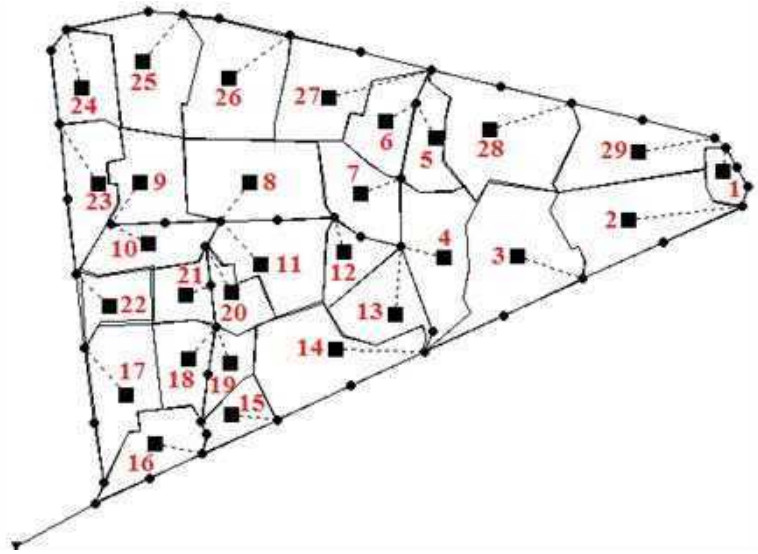


Figura 2. Numeração das bacias hidrográficas parciais preconizadas no caso de estudo.

Para os dados de precipitação foi escolhido um pluviómetro próximo do Campus da Universidade do Minho, mais propriamente da estação das Taipas, com o código 05G/04UG, da rede hidrográfica nacional (valores retirados do Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos).

Apesar do grande interesse em avaliar um ano hidrológico completo, devido aos valores de precipitação disponíveis, apenas foi possível a análise da época húmida, entre 1 de Outubro de 2006 e 31 de Março de 2007.

6.2. Aplicação de leis de *build-up* e *wash-off* para os SST

Com o objectivo de analisar a aplicabilidade das leis de *build-up* e *wash-off* dos SST propostas por Sartor e Boyd, foram levadas a cabo 5 simulações no SWMM.

O quadro 2 ilustra os coeficientes e expoentes utilizados para as equações exponenciais do *build-up* e *wash-off*, assim como a massa total de SST correspondentes ao período analisado.

Quadro 2. Resultados da aplicação das leis de estimação de SST.

	Build-up		**Wash-off**		
Simulação	Coeficiente	Expoente	Coeficiente	Expoente	**Massa dos SST (kg)**
1	2,4	0,4	2,4	0,2	682,00
2	2,4	0,4	4,8	0,2	704,84
3	2,4	0,4	9,6	0,2	707,08
4	2,4	0,4	19,2	0,2	707,08
5	2,4	0,4	38,4	0,2	707,08

Para a primeira simulação, optaram-se por considerar os valores recomendados por estes autores. Mais propriamente, para a lei de *build-up,* o valor do coeficiente foi de 2.4 kg/ha e do expoente de 0.4 dia^{-1}. Na lei de *wash-off* adoptou-se o mesmo coeficiente, ou seja, 2.4 kg/ha, e 0.2 mm^{-1} de expoente. Com base nestes dados, foi obtida uma carga total, no período, de 682 kg.

Com o objectivo de analisar a influência da lei de *wash-off* na carga final foram realizadas mais 4 simulações, onde o valor do seu coeficiente foi sendo aumentado. Verificou-se que na segunda iteração as cargas resultantes pouco aumentaram em relação à primeira, mantendo-se constantes a partir da 3ª simulação.

Estes resultados permitem concluir, neste caso, que a carga total depende essencialmente das leis de *build-up*, já que a partir de um determinado coeficiente de *wash-off*, os valores de carga final permanecem inalteráveis.

De forma a analisar a correspondência entre as cargas totais obtidas nas simulações e as respectivas CML, foi feita a avaliação da seguinte expressão:

$$C = \frac{M}{V} \tag{3}$$

Em que,

C - Concentração (mg/L)

M - Massa (mg)

V - Volume (L).

Logo,

$$C = \frac{682{,}00E6\ mg}{75{,}087\ E6\ L} = 9{,}08\ mg/L \quad (4)$$

$$C = \frac{707{,}08E6\ mg}{75{,}087\ E6\ L} = 9{,}42\ mg/L \quad (5)$$

A equação 4 é relativa aos resultados da 1ª simulação e a equação 5 aos resultados da 5ª simulação.

Assim, é possível concluir que, para o caso de estudo e respectivo período de análise, a aplicação das leis de *build-up* e *wash-off* propostas por Sartor e Boyd correspondem a uma CML entre 9.08 e 9.42 mg/L. Estes valores são consideravelmente inferiores aos apresentados com CME no SWMM (ver figura 1).

7. CONCLUSÕES

A análise e modelação de sistemas urbanos de drenagem de águas pluviais têm vindo a assumir uma importância cada vez maior na prevenção do meio ambiente. Apesar dos poluentes se encontrarem dispersos nos grandes volumes de água e darem a noção errada de que não apresentam qualquer risco para os ecossistemas e saúde pública, existem provas de que este tipo de escorrências ostenta quantidades significativas de inúmeros poluentes. Isto faz com que cada vez mais se realizem estudos nesta índole, de modo a reduzir esta forma de poluição. No entanto, a modelação destes sistemas apresenta-se como uma tarefa de grande dificuldade e complexidade.

Relativamente à utilização das leis exponenciais mencionadas por Sartor e Boyd, conclui-se que a função de *build-up* acaba por ser mais importante que as de wash-off, já que a partir de um certo valor de coeficiente de *wash-off*, independentemente do facto de este aumentar, as cargas mantêm-se constantes. Quanto às leis em si, visto os resultados de CML darem tão distintos de uma metodologia para outra, é plausível concluir que estas leis carecem de ser avaliadas na aplicação a sistemas de drenagem em Portugal.

Assim, a definição de leis de estimação de poluentes pode contribuir para uma melhor exactidão na avaliação de cargas poluentes, colaborando, deste modo, na definição de medidas de controlo e sistemas de tratamento cada vez mais eficazes. No entanto, a calibração destas leis a casos específicos, devem basear-se em estudos de monitorização.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alley, W.(1981). Estimation of Impervious-Area Washoff Parameters, Water Resources Res., 17,1161 em Bryant *et al*. (2000).

Atassi, A., Ernst, S. & Wukash, R. (2003). Quality of Urban Runoff, CRC Press LLC.

Bertrand-Krajewski, J.-L., Chebbo, G., Saget, A. (1998). Distribution of pollutant mass vs. volume in stormwater discharges and the first flush phenomenon. Water Res. 32 (8), 2341–2356, em Gnecco *et al*. (2005).

Bryant, G; Grant, R; Weatherbe, D & Berg, V. (2000). Stormceptor hydrology and non-point source pollution removal estimates.

Charbeneau, R., Barrett, M. (1998). Evaluation of methods for estimating stormwater pollutant loads. Water Environment Research, Volume 70, Number 7 em Bryant *et. al* (2000).

Chiew, F., Mudgway, L., Duncan, H. & McMahon, T. (1997). Urban Stormwater Pollution. Cooperative Research centre – Catchment Hydrology; Industry Report.

Deletic, A. (1998). The first flush load of urban surface runoff. Water Res. 32 (8), 2462–2470 em Gnecco *et al.* (2005).

Geiger, W.F. (1987). Flushing effects in combined sewer system. Proc. 4th Int. Conf. on Urban Storm Drainage, em Gnecco *et al.* (2005).

Gnecco, Berretta, C., Lanza, L. & La Barbera, P. (2005). Storm water pollution in the urban environment of Genoa. Itália.

Matos, José Saldanha (2003). Aspectos Históricos a Actuais da Evolução da Drenagem de Águas Residuais em Meio Urbano, Nº16. Lisboa.

Sartor, J. , Boyd, G. (1972). Water Pollution Aspects of Street Surface Contaminants, EPA-R2-72-081. U.S. Environmental Protection Agency. Washington, D.C. em Bryant *et al*. (2000).

Ramíso, Paulo (2007). Retenção de Metais Pesados de Escorrências por filtração reactiva. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil. Universidade do Minho. Guimarães.

Rossman, Lewis A.; Storm Water Management Model – User´s Manual, version 5.0.

Thornton, R.C., Saul, A.J. (1987). Temporal variation of pollutants in two combined sewer system. Proc. 4th Int. Conf. on Urban Storm Drainage, Lausanne, Switzerland, pp. 51– 52, em Gnecco *et al* (2005).

Van Dam, C. H., Scholten, M. and van de Ven, F. (1986). Urban water quality in Lelystad: Rainfall and runoff from selected surfaces, in: Urban Water Quality and Effects Upon Receiving Waters.TNO Committee on Hydrological Research, Proceedings and Informations 36, Den Haag, pp. 25–37.

ESTIMATIVA DA EVAPORAÇÃO EM PEQUENO AÇUDE NA REGIÃO DO SEMI-ÁRIDO DO RIO GRANDE DO NORTE - BRASIL

Arthur *MATTOS(1)**;** Carlos* M.*S.BARBOSA(2);* Karen M.C.MATTOS(3)

RESUMO:

Esta pesquisa foi realizada para estimar a evaporação em um pequeno açude da região do semi-árido em Serra Negra do Norte/RN, usando dados mais representativos do clima sobre o lago. Utilizando uma base flutuante para instalação da estação climatológica. Estimativas de evaporação por métodos que utilizam dados coletados na superfície do lago são mais precisas, pois as variáveis climáticas são influenciadas pelos fenômenos que ocorrem sobre o mesmo. A estimativa da evaporação foi realizada por meio da aplicação de métodos consolidados, com dados coletados no período entre fevereiro de 2006 e fevereiro de 2007. Os valores da evaporação potencial encontrados pelos métodos de Balanço de Energia (4,33 mm/dia), Priestley e Taylor (5,16 mm/dia) e Penman (4,77 mm/dia) foram inferiores às medidas encontradas através do método de Morton (7,03 mm/dia), indicando que as simplificações usadas para os cálculos subestimaram a evaporação na área de estudo.

ABSTRACT :

This research was accomplished to estimate the evaporation of a small semi-arid dam, in the experimental basin of Serra Negra do Norte/RN, using more representative data of the climate on the lake. For that, a floating base was developed for installation of a climatological station for collecting and storing data of the own lake. Evaporation formulation methods that use data collected in the surface of the lake are more precise, because the climatic variables are influenced by the phenomena that happen on the same. The estimative evaporation was evaluated with the application of consolidated methods in this region, with data collected in the period between February 2006 and February 2007. The values obtained with the Energy Budget Method (4,33 mm/day), Priestley and Taylor's Approach (5,16 mm/day) and Penman's Approach (4,77 mm/day) had been significantly inferior to the measures found through the method of Complementary Relationship proposed by Morton to potential evaporation (7,03 mm/day), indicating that simplifications had subestimated the evaporation in the study area.

Palavres-chave:

Estimativa da evaporacao no lago; estação climatológica flutuante, semi-árido, balanço hídrico, balanço de energia, Penman, Priestley-Taylor, Morton; Rio Grande do Norte, BR.

---

(1) – Professor Titular da Universidade Federal do Rio Grande do Norte; email: armattos@ct.ufrn.br
2 – Mestre pela UFRN; email: carlosmagno25@hotmail.com
3 – Professora Adjunto da Universidade Federal do Rio Grande do Norte: email: karenmattos@yahoo.com.br

1 INTRODUÇÃO

A evaporação é um fenômeno complexo que depende das condições atmosféricas, da disponibilidade hídrica local e das características da superfície evaporante. A evaporação em reservatórios ainda sofre influência da geometria destes, profundidade e área inundada, e da composição da água armazenada. A carência de dados para estudos dessa natureza dificulta o monitoramento dessas perdas. A escassez de dados hidrológicos pode ser atenuada pela regionalização das informações disponíveis, sendo esta uma ferramenta muito utilizada para suprir essa deficiência em uma determinada área que se quer avaliar.

A evaporação que ocorre nos lagos dos reservatórios causa significativa perda de volume de água para a atmosfera, deixando o manancial com concentração maior de poluentes. A redução dos efeitos da evaporação na quantidade e qualidade da água disponível em reservatórios é importante aliada para a garantia da preservação das fontes de abastecimento no semi-árido.

A maioria dos métodos estima da evaporação a partir de dados observados em estações meteorológicas instaladas no ambiente terrestre, significativamente influenciados pelas características do solo, portanto não representativos do lago. Estudos de evaporação em lagos em escala micrometeorológica fornecem uma importante comparação na estimativa da evaporação regional e um grande entendimento da variação de pequenos termos na taxa de evaporação.

Para haver uma eficaz gestão da água de um reservatório é necessário conhecer os processos físicos que ocorrem no mesmo, a dinâmica do ciclo hidrológico e o consumo dos usuários. Por tanto, o conhecimento do balanço hídrico do açude é uma ferramenta útil no gerenciamento do uso dos recursos hídricos, sendo necessária a estimativa de todas entradas e saídas no sistema.

Nesse contexto a pesquisa foi realizada para obter o balanço hídrico de um pequeno açude da região do semi-árido, usando dados mais representativos do clima sobre o lago. Para isso, foi desenvolvida uma base flutuante para instalação de uma estação climatológica com o objetivo de armazenar dados do próprio lago. Estimativas de evaporação por métodos que utilizam dados coletados na superfície do lago são mais precisas, pois as variáveis climáticas são influenciadas pelos fenômenos que ocorrem sobre o mesmo.

2 MATERIAL E MÉTODOS

Para a realização do trabalho foram realizadas visitas a campo mensalmente, como forma de acompanhar o funcionamento dos equipamentos e descarregar os dados dos sensores. Os dados utilizados na pesquisa foram de fevereiro de 2006 até fevereiro de 2007.

Os dados coletados nos equipamentos foram sistematicamente analisados para controle das medições e identificação de falhas no processo. Assim, foram calculadas as médias diárias e mensais das variáveis climáticas e totais diários em mensais para a precipitação.

A determinação da taxa de evaporação consta primeiro da seleção dos métodos de estimativa da evaporação a serem utilizados, que consiste em avaliar os cenários para o

qual eles foram elaborados e calibrados, quais as variáveis de influência no fenômeno que são consideradas, dados necessários para a aplicação e determinação de qual o método mais indicado para a pesquisa.

Para os métodos baseados nos princípios do balanço de energia, a radiação líquida é a variável comum. Para o cálculo da radiação líquida, necessário na aplicação dos métodos do Balanço de Energia simplificado, de Priestley e Taylor e de Penman são utilizadas as formulações descritas por Tucci (2001) e Dias (1986). Já para a aplicação do método de Morton são utilizadas as fórmulas propostas por Fontes (2005).

3 ÁREA DE ESTUDO

A Bacia Experimental foi instalada na Estação Ecológica do Seridó – ESEC-Seridó localizada entre as coordenadas 6º34’ S e 37º16’40” W; e 6°35’20” S e 37° 15’10” W, no município de Serra Negra do Norte/RN, dentro da Bacia Hidrográfica do açude Campos, contribuinte do rio Logradouro, da bacia do rio Sabugi, afluente do rio Seridó. O rio Seridó é afluente da margem direita do rio Piranhas-Açu. Trata-se de uma região do sertão do semiárido, com pluviometria média anual de 700 mm. A **Figura 1** ilustra um mapa com a localização das bacias hidrográficas dos rios Piranhas-Açu, Seridó, Sabugí e Logradouro, inseridas entre os Estados do Rio Grande do Norte e Paraíba

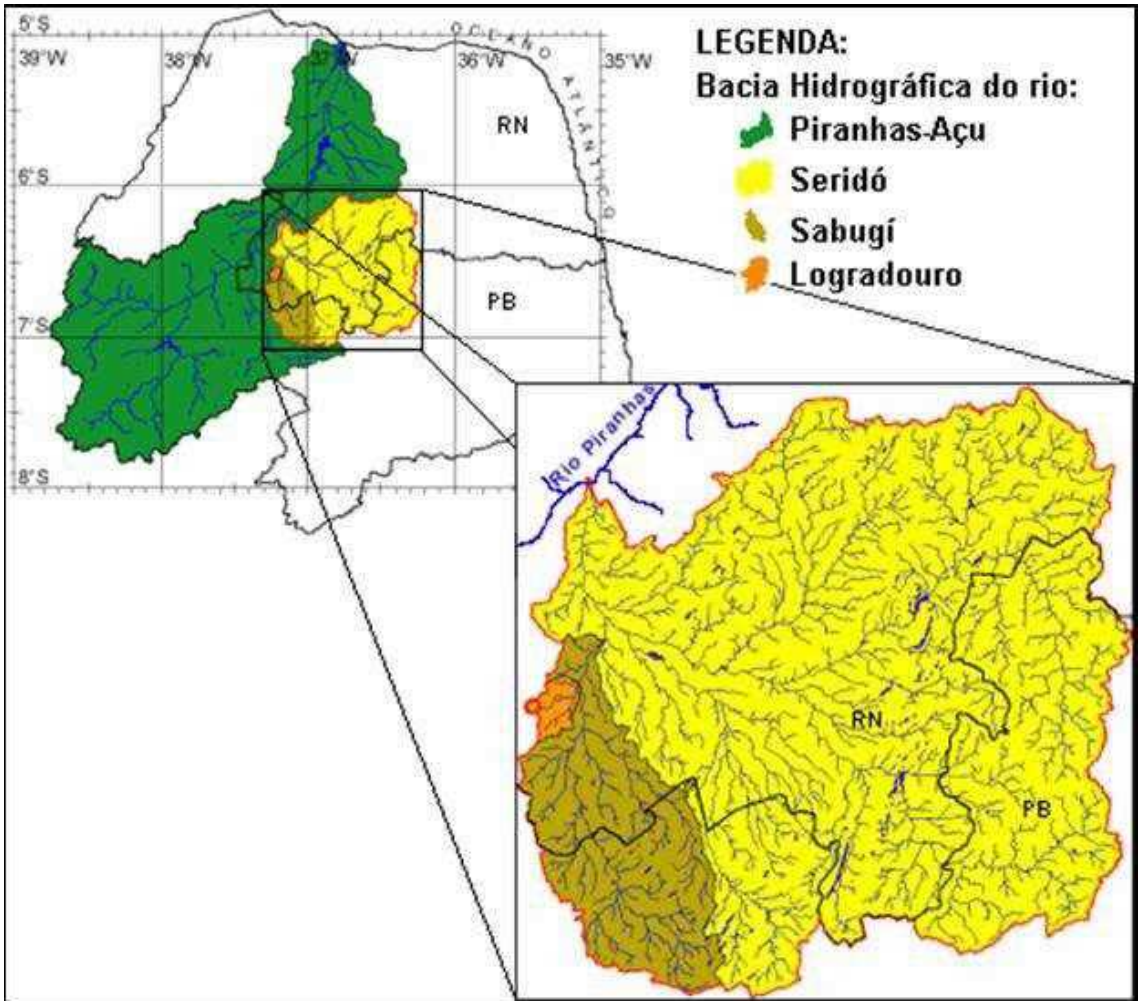


Figura 1 – Localização das bacias hidrográficas do rio Piranhas-Açu, Seridó, Sabugí e Logradouro e da BESNN

4 ESTAÇÃO CLIMATOLÓGICA FLUTUANTE

Para armazenar dados climatológicos do próprio espelho d'água do açude Campos foi desenvolvida uma estação flutuante de fibra de vidro, com dimensões de 0,50 m de altura, 2,0 m de largura e 2,20 m de comprimento. Em dezembro de 2005 a estação foi posicionada no lago e em janeiro de 2006 foram instalados os sensores na estação flutuante sendo armazenados dados a partir de fevereiro de 2006. A **Figura 2** mostra a estação climatológica flutuante instalada no açude Campos, Serra Negra do Norte/RN.



Figura 2 – Estação Climatológica Flutuante instalada no açude Campos, Serra Negra do Norte/RN.

4.1 INSTRUMENTAÇÃO

A estação climatológica flutuante (latitude 6º34'48,1" Sul, longitude 37º15'21,7'' Oeste e altitude 215 m) é composta dos seguintes sensores:

• Umidade Relativa do ar (UR) – modelo HMP45C (Campbell), medindo de 0 a 100%, com precisão de ± 2% da UR, de 0 a 90% e em torno ± 3% na faixa de 90 a 100%.

• Radiação Solar – Piranômetro modelo SP-LITE. Mede a irradiância solar global usando um detector fotovoltaico. O difusor abriga um resistor de desvio que converte sinais, permitindo o SPLITE ser medido diretamente pela Campbell Scientific datalogger.

• Chuva – Pluviômetro modelo TB4-L (Campbell).

• Vento – Sensores de velocidade e direção do vento modelos 014A e 034B-L (Campbell).

• Sensor de temperatura operando na faixa entre - 40°C a + 60°C.

Todos os sensores instalados encontram-se acoplados a uma unidade de armazenamento de dados que dispõe de uma bateria recarregável ligada a um painel fotovoltaico que alimenta a bateria. A estação meteorológica é alimentada por um painel solar e uma bateria, e os dados são armazenados em um *datalogger* modelo CR 10X. O *datalogger* permite que se faça por meio de programação, escrita em linguagem própria do fabricante, a definição do padrão temporal de registro e armazenamento dos dados. No caso desta estação, a cada 60 segundos é feita uma leitura de todos os sensores. A cada 30 minutos é registrado o valor médio lido em cada sensor.

O sensor de precipitação, por sua vez, registra a precipitação acumulada no período (30 minutos). Também pode registrar o total precipitado em 5 minutos, mas somente se a leitura, neste período, for maior ou igual a uma basculada do sensor (um pulso), que corresponde a 0,254 mm. O *datalogger* permite registrar a menor tensão diária da bateria e a hora em que ocorre tal valor para que se possa avaliar a capacidade da bateria e/ou do painel solar.

5 RESULTADOS OBTIDOS

Foram realizadas visitas a campo na Bacia Experimental de Serra Negra do Norte com uma freqüência média mensal, para coleta dos dados e verificação do funcionamento dos equipamentos, no período de fevereiro de 2006 até fevereiro de 2007, completando um ano de dados para a pesquisa.

Os dados coletados nos equipamentos foram analisados para estudo das variáveis medidas e identificação de qualquer falha no processo. Foram calculadas médias diárias e mensais das variáveis climatológicas e totais diários e mensais para a precipitação.

A temperatura na BESNN apresentou uma média diária de 27,3 ºC, com amplitude térmica diária de 7,48 ºC e mensal de 4,87 ºC em 2006. O dia mais frio deste período ocorreu no mês de julho, apresentando uma temperatura mínima de 23,38 ºC e o dia mais quente ocorreu no mês de dezembro com 30,86 ºC.

A umidade relativa do ar apresenta média para o período de 61,70 %, ocorrendo uma variação média mensal de 48,81 a 78,64%, sendo que o mês mais seco foi outubro, enquanto o mais úmido foi abril.

No açude Campos, as velocidades médias da velocidade do vento variaram em 2006 entre 0,87 a 1,70 m/s, com média de 1,32 m/s.

Nos **Gráficos de 1** a **4** estão apresentados os dados mensais das variáveis climatológicas, no período de fevereiro de 2006 a fevereiro de 2007.

6 ESTIMATIVA DA EVAPORAÇÃO

A evaporação foi estimada de acordo com os métodos do Balanço de Energia, Penman, Priestley e Taylor e Morton.

Os cálculos foram realizados na escala diária a exceção do método de Morton, que especifica ser 5 dias o menor período para aplicação da sua fórmula.

Primeiro foi determinada a radiação líquida comum aos métodos de evaporação baseados no balanço de energia. Como na bacia experimental não há medição direta da radiação líquida, esta variável foi estimada a partir de valores de radiação global observados.

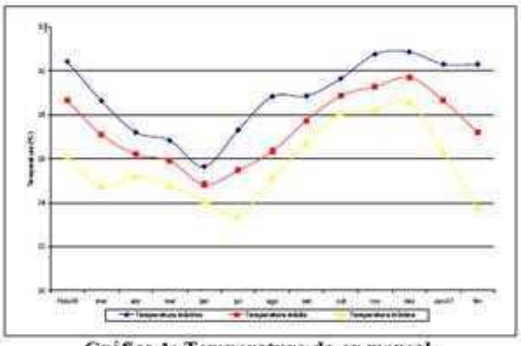


Gráfico 1: Temperatura do ar mensal.

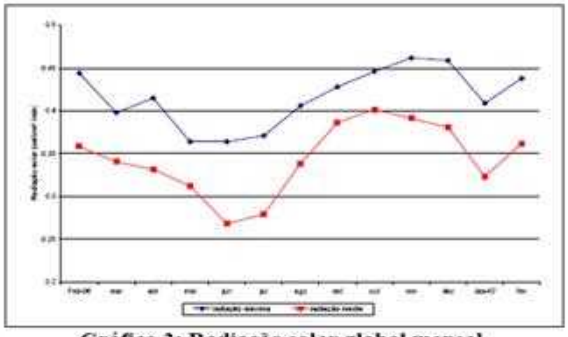


Gráfico 3: Radiação solar global mensal.

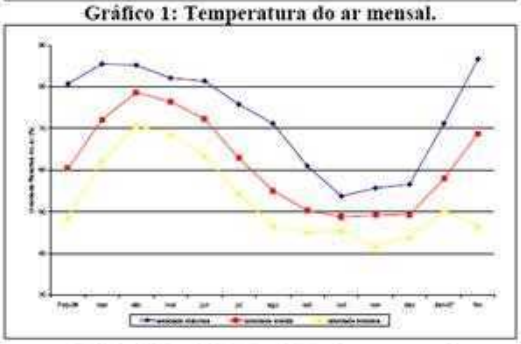


Gráfico 2: Umidade Relativa do ar mensal.

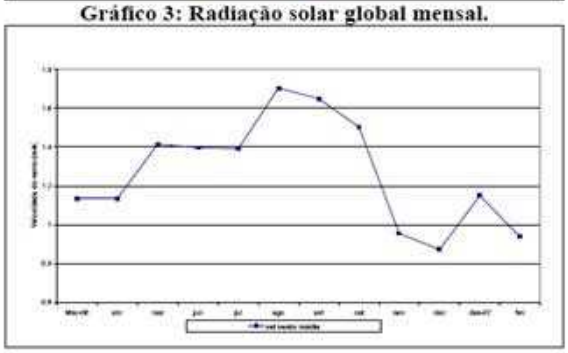


Gráfico 4: Velocidade do vento mensal.

6.1 MÉTODO DO BALANÇO DE ENERGIA

Para o cálculo da evaporação pelo método do Balanço de Energia foi utilizada a equação simplificada do Balanço de Energia (**Equação 1**):

$$LE = \frac{1}{1+B} * (R_1 - D) \qquad (1)$$

Como os sensores de temperatura não foram instalados a tempo de fornecer informações dos perfis de temperatura no lago, foram feitas as seguintes simplificações: a) A taxa de variação da entalpia da água do lago *D* foi desprezada; b) A razão de Bowen foi calculada como sendo igual a razão γ/Δ, considerando que os armazenamentos foram nulos, parte da energia é utilizada para o aquecimento do ar (*H*) e a outra parte para evaporação (*LE*), sendo assim proporcional a γ/Δ. Essa simplificação também foi usada por Andrade e Mattos (2001).

Assim a equação (1) fica reduzida a:

$$LE = \frac{\Delta}{\Delta+\gamma} (R_1) \qquad (2)$$

O termo γ/Δ é obtido pela **Equação 3 :**

$$\frac{\Delta}{\gamma} = \frac{38640 * 10^{\frac{7,5T}{237,3+T}}}{(237,3+T)^2} \qquad (3)$$

O calor latente de evaporação (*L*) assume o valor de 59 cal/cm2.mm para transformação da evaporação em lâmina evaporada em milímetros.

6.2 MÉTODO DE PENMAN

A expressão de Penman para cálculo da evaporação, em mm, é mostrada na **Equação 4**:

$$E_P = \frac{\frac{\Delta}{\gamma L} * R_1 + E_a}{\frac{\Delta}{\gamma} + 1} \qquad (4)$$

onde a radiação líquida disponível (R_1) e a relação entre a tangente à curva de saturação do vapor (Δ) e a constante psicrométrica de Bowen (γ) já foram calculadas e *Ea*, o poder evaporante do ar à sombra expressa em função da velocidade do vento a 2 m de altura da superfície da água e do déficit de pressão de vapor, é calculada pela **Equação 5**.

$$E_a = 0{,}35 \left(0{,}5 + \frac{W_2}{160}\right) * (e_S - e_a) \qquad (5)$$

Sendo que e_S e e_a foram calculados anteriormente para o método do Balanço de Energia simplificado.

6.3 MÉTODO DE PRIESTLEY E TAYLOR

Para estimativa da evaporação pelo método de Priestley e Taylor foi utilizada a **Equação 6**:

$$E_{PT} = \alpha_e * \frac{\Delta_0}{\Delta_0 + \gamma} * \frac{R_1 - D}{L} \qquad (6)$$

A ausência de dados de temperatura da água provocou as mesmas simplificações e considerações realizadas para o Balanço de Energia simplificado, *D* é desprezado e a temperatura da água é substituída pela temperatura do ar. Essas simplificações resultam na multiplicação dos valores encontrados para evaporações diárias pelo método do Balanço de energia simplificado pelo coeficiente α_e., considerado igual a 1,26.

6.4 RELAÇÃO COMPLEMENTAR DE MORTON

Na aplicação do método de Morton são utilizadas as fórmulas propostas por Fontes (2005), que possui uma longa seqüência de expressões. Por isso a **Tabela 1** apresenta um resumo da evaporação no lago estimada pelo método de Morton.

Tabela 1 – Evaporação no lago mensal (mm) estimada pelo método de Morton

2006												2007
Dias	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Jan
1ª 5	31.55	26.97	29.12	27.83	23.64	23.20	25.58	29.42	30.00	30.86	29.24	27.54
6ª 10	29.28	29.49	28.32	27.06	23.68	22.35	24.16	27.12	31.66	31.57	31.87	28.41
11ª15	28.03	32.17	29.05	27.96	23.85	20.99	24.98	28.93	32.21	30.49	32.36	29.88
16ª20	29.31	31.56.	27.53	25.11	23.55	23.22	25.41	28.35	31.86	30.11	30.54	31.89
21ª25	32.61	28.16	27.24	25.63	21.63	24.02	27.59	30.45	29.34	30.71	31.60	33.34
26ª *	31.07	29.96	27.30	24.48	22.75	25.63	27.13	29.96	30.86	31.89	30.17	33.28
Total	18185	17831	16855	15807	13910	13941	15485	17422	18593	18563	18579	

* - último dia do mês

O mês de fevereiro de 2007 apresentou os seguintes valores para os mesmos períodos designados na tabela: 30.32; 33.88; 29.26; 27.01;29.14 e 30.53 com um total de 180.13.

7 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Foi considerado, para o presente trabalho, o método proposto por Morton (1983a) como mais consistente para estimativa da evaporação no açude, uma vez que não houve utilização de parâmetros tabelados para representar a área de estudo, fato que ocorreu para aplicação dos demais métodos de estimativa da evaporação potencial, prejudicando a aplicação e avaliação de uso para a área de estudo.

O método de Morton calcula a evaporação do lago, e não somente a evaporação potencial como os demais; sua formulação leva em consideração a diferença entre o ambiente do lago e o ambiente terrestre utilizando o conceito de temperatura de equilíbrio o que não acontece com os outros métodos, levando-os a cometer uma simplificação ao considerar a temperatura do ar igual a temperatura medida em terra para o ambiente do lago; o detalhamento da sua formulação faz com que o balanço de energia seja elaborado a partir da localização da área referida (latitude e altitude da estação de medição) e não a partir de valores tabelados para localidades próximas que já tenham os dados de radiação.

As limitações inerentes aos primeiros anos de operação da estação climatológica flutuante não permitem a seleção do melhor método de estimativa da evaporação para a área de estudo necessitando de continuidade da avaliação para suprir as informações exigidas para aplicação dos diversos métodos apresentados possibilitando uma avaliação mais definitiva.

Os valores obtidos para a evaporação mensal a partir dos métodos do Balanço de Energia, de Penman, de Priestley e Taylor e Morton estão apresentados nas **Tabelas 2 e 3** para comparação dos resultados de evaporação.

Tabela 2 – Comparação entre os métodos utilizados para estimativa da evaporação (mm) com dados da estação flutuante no açude Campos em 2006

2006					
Método	Balanço de Energia	Penman	Prietley - Taylor	Morton Ep	Morton Ew
Fev	137.58	150.32	163.73	217.65	181.85
Mar	141,72	151.33	168.64	212.69	178.31
Abr	133.85	140.84	159.29	192.68	168.55
Mai	124.75	132.62	148.45	186.49	158.07
Jun	94.24	103.05	112.14	167.64	139.10
Jul	97.24	109.60	115.71	177.82	139.41
Ago	120.71	135.92	143.64	200.98	154.85
Set	134.38	151.14	159.91	227.63	174.22
Out	151.12	169.31	179.83	243.19	185.93
Nov	144.35	161.98	171.78	242.91	185.63
Dez	149.67	167.96	178.11	249.23	185.79
Anual	1429.60	1574.08	1701.23	2318.91	1851.71
% Morton Ep	61.65	67.88	73.36	100.00	79.85

Tabela 3 - Comparação entre os métodos utilizados para estimativa da evaporação (mm) com dados da estação flutuante no açude Campos em 2007

2007					
Método	**Balanço de Energia**	**Penman**	**Prietley - Taylor**	**Morton Ep**	**Morton Ew**
Jan	149.24	162.14	177.60	239.54	184.40
Fev	135.38	139.98	161.10	218.05	180.13
Total	284.62	302.12	338.69	457.59	364.53

No **Gráfico 5** estão apresentados os valores da evaporação mensal em mm calculada pelos métodos citados acima.

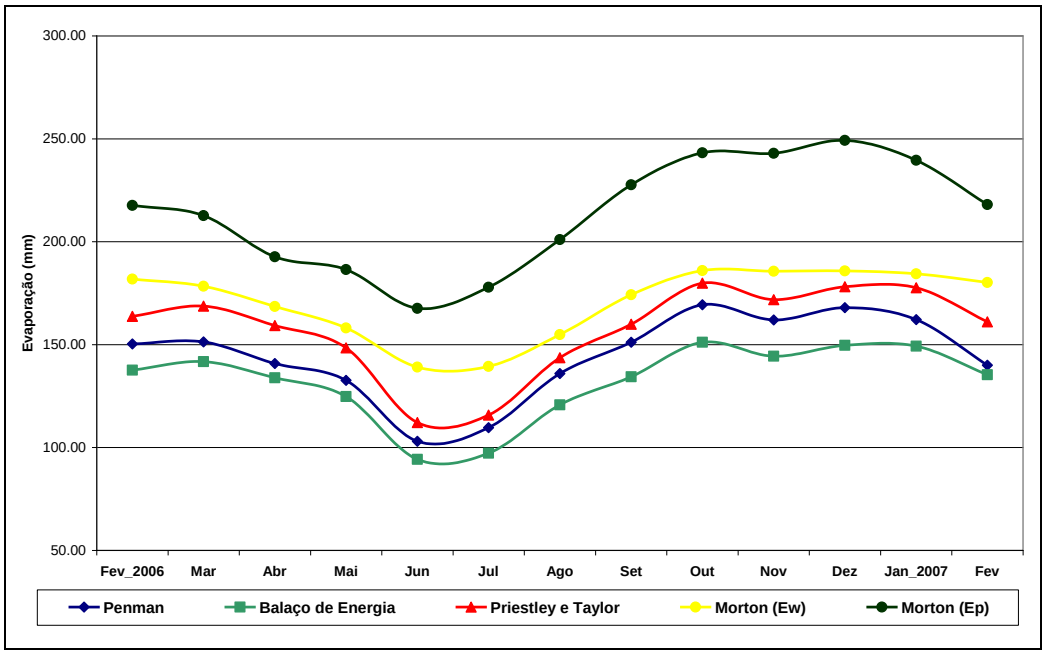


Gráfico 5 - Evaporação mensal em mm para o período estudado

A partir da análise das **Tabelas 2 e 3** e do **Gráfico 5** pode-se identificar que os valores obtidos com o método de Morton em comparação com os outros métodos aplicados, superestimam as taxas de evaporação. Os valores obtidos pelos métodos de Penman e Priestley e Taylor representam em torno de 70% dos valores encontrados com a relação complementar para a evaporação potencial.

Os valores encontrados através dos métodos de Priestley e Taylor apresentam significativa aproximação aos valores de Penman, justificada por serem métodos que abrangem a mesma base teórica. Entretanto percebe-se que a evaporação estimada pelo método de Priestley e Taylor se apresenta ligeiramente superior a de Penman em todo o período analisado.

O método do Balanço de Energia apresentou valores baixos para a média encontrada para o semi-árido na literatura pesquisada, assim como comparada com os outros métodos calculados. Essa análise indica que os valores obtidos por este método subestima a evaporação em cenários semelhantes a BESNN. Isso ocorre devido ao fato que foram desprezados parcelas integrantes desse balanço que não tiveram medição possível para a presente pesquisa.

Seguindo a análise dos métodos de estimativa de evaporação, nota-se que os mesmos possuem comportamento mensal semelhantes, com valores máximos entre novembro e janeiro e mínimo em junho.

A partir das análises apresentadas, considera-se para a presente pesquisa que o método de Morton forneceu os valores de evaporação em reservatórios para a BESNN conceitualmente mais controlados, selecionado para representar preliminarmente o comportamento deste fenômeno na área de estudo.

Entretanto cabe a ressalva que os demais métodos tiveram simplificação na sua aplicação por falta de dados medidos na região, devendo ser investigado com maior precisão os parâmetros utilizados nesses métodos para representar a evaporação local para embasar uma avaliação

8 CONCLUSÕES

A aquisição de dados medidos e rigorosamente monitorados para o semi-árido são de suma importância para o estudo dos recursos hídricos dessa região. Estudos em bacias experimentais configuram uma alternativa viável para realização de pesquisas que visem geração de informação para subsidiar o processo de gestão das águas dessa região.

Os estudos em bacias experimentais têm como objetivo monitorar uma área para suprir essa deficiência de dados, necessitando, entretanto, da continuidade das medições para confirmação das análises realizadas e aquisição de dados mais consistentes e contínuos de forma que as informações obtidas possam auxiliar no manejo mais eficiente dos recursos hídricos.

A presente pesquisa é relativa ao monitoramento do açude Campos, da Bacia Experimental de Serra Negra do Norte, e o primeiro ano de análise dos dados da estação climatológica flutuante, englobando a fase de instalação, monitoramento e estimativa da evaporação no lago.

Os resultados obtidos indicam, para uma caracterização da evaporação na região, a utilização do método de estimativa de evaporação no lago proposto por Morton, por ter sido o que menos utilizou simplificações.

Os valores encontrados pelos métodos de Balanço de Energia (4,33 mm/dia), Priestley e Taylor (5,16 mm/dia) e Penman (4,77 mm/dia) foram significativamente inferiores às medidas encontradas através do método de Morton (7,03 mm/dia), indicando que as simplificações realizadas para o cálculo da evaporação potencial subestimaram esse fenômeno na área de estudo, devendo ser investigado os parâmetros desses métodos representativos para a região com o objetivo de validar os valores encontrados de evaporação.

Percebe-se a necessidade de pesquisa em reservatórios adequadamente aparelhados para avaliar a performance dos métodos, definindo qual o erro imposto nos resultados devido às simplificações nos cálculos ou ainda adaptar os parâmetros utilizados para melhor representar a evaporação em pequenos açudes do semi-árido.

9 AGRADECIMENTOS

Este artigo foi elaborado com base na dissertação de mestrado de Carlos Magno S. Barbosa sob orientação de Arthur Mattos, realizada no Programa de pós Graduação em Engenharia Sanitária da UFRN e contou com bolsa de estudo da CAPES. Agradecimentos especiais ao CNPq pelo auxílio à pesquisa, que permitiu a construção da estação flutuante e a aquisição dos equipamentos hidrometeorológicos.

10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDRADE, E. G. C.; MATTOS, A. (2000) **Perdas de água por evaporação na lagoa do Bonfim/RN no verão de 2000: Uma análise pelo método de Penman**. In: V Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste, ABRH. Natal/RN.

BARBOSA, C. M. S. ; MATTOS, A. ; RIGHETTO, A. M. (2006) **Estimativa da radiação solar global em Serra Negra do Norte/RN**. In: XIV Congresso Brasileiro de Meteorologia. Florianopolis/SC.

BRUTSAERT, W. (1984) **Evaporation into the atmosphere – Theory, history and applications.** Holland. D. Reidel Publishing Company. Cornell University. Holland.

CAMPOS, J. N. B. ; STUDART, T. M. C. ; MARTINZ, D. D. G. ; NASCIMENTO, L. S. V. (2003). **Contribuições ao debate sobre as eficiências de pequenos e grandes reservatórios.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos. V. 8, nº 2, p. 31-38.

CARDIER, E. (1994). **Hidrologia das pequenas bacias no Nordeste semi-árido**. SUDENE.DPG.PRN. Recife/PE. Brasil. SUDENE. Hidrologia, 31. Convênio SUDENE/ORSTON. 448p.

DIAS, N. L. C. (1986) .**Estimativas climatológicas de evaporação em lagos**. Dissertação de Mestrado. UFRJ. Rio de Janeiro/RJ. 175p.

FONTES, A. S. (2005) .**Estudo da evaporação em reservatórios situados em região semi-árida: Uso de bacia experimental.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal da Bahia. Salvador.

FONTES, A. S.; OLIVEIRA, J. I. R.; MEDEIROS, Y. D. P. (2003.) **A evaporação em açudes no semi-árido nordestino do Brasil e a gestão das águas**. In. Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 15. Curitiba/PR. Anais. ABRH/PR.

MEDEIROS, V. M. A. (2005). **Bacia experimental de Serra Negra do Norte, RN: Implantação, monitoramento e modelagem**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal/RN.

MOLLE, F.; CADIER, E. (1992) **Manual do Pequeno Açude**. Recife: SUDENE, 511p.

MOLLE, F..(1989). **Perdas por evaporação e infiltração em pequenos açudes**. Série Brasil. SUDENE. Hidrologia. Recife/PE. Série 25, p. 11-70.

MORTON, N. F. I. (1983a). **Operational estimates of areal evapotranspiration and their significance to the science and practice of hydrology**. Journal of Hydrology, v. 66, p. 1-76,

MORTON, N. F. I. (1983b).**Operational estimates of lakes evaporation**. Journal of Hydrology, v.66, p. 77-100,.

SUASSUNA, J. (2006) **A pequena e média açudagem no semi-árido nordestino: uso da água na produção de alimentos**. Disponível em: <http://www.fundaj.gov.br/docs/text/textrop.html> Data de acesso: 10/09/2006.

TUCCI, C. E. M. (Org).(2001). **Hidrologia: ciência e aplicação.** 2 ed. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS: ABRH, Coleção ABRH de Recursos Hídricos; v.4. ISBN 85-7025-298-6. p.943.

VILLELA, S. M.; MATTOS, A.(1975.) **Hidrologia Aplicada**. São Paulo. McGraw-Hill do Brasil, p. 245.

ESTIMATIVA DOS CUSTOS/BENEFÍCIOS RELACIONADOS COM A CONCEPÇÃO DE ZONAS DE MEDIÇÃO E CONTROLO EM SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

Ricardo GOMES[1]; Alfeu SÁ MARQUES[2]; Joaquim SOUSA[3]

RESUMO

A crescente complexidade dos Sistemas de Distribuição de Água (SDA), associada à escassez de recursos com adequada qualidade, tem motivado vários investigadores, nas mais diversas áreas do conhecimento, ao desenvolvimento de ferramentas que possibilitem uma gestão mais eficaz e eficiente dos SDA. Neste sentido, a implementação de Zonas de Medição e Controlo (ZMC), em articulação com outras técnicas, pode representar uma excelente alternativa quando se pretende optimizar a gestão e exploração dos SDA, tendo em vista maximizar a rentabilidade dos investimentos, e garantir a satisfação dos utilizadores ao menor custo. A metodologia apresentada nesta comunicação permite estudar a possibilidade da sectorização de uma qualquer rede de distribuição de água, avaliando os custos/benefícios associados às soluções propostas. A aplicação computacional desenvolvida é constituída por um optimizador (Simulated Annealing) e um modelo de simulação hidráulica em regime quasi-permanente, ao qual estão associados dois módulos operacionais. O primeiro módulo identifica os pontos de monitorização das ZMC e as necessidades de reforço do SDA, a custo mínimo. O segundo módulo avalia o custo/benefício, em termos de perdas de água, associado às eventuais subsequentes variações de pressão resultantes da sectorização, para um determinado horizonte de projecto. No final, são apresentados e discutidos os resultados para um estudo de caso.

Palavras-chave: custo/benefício, perdas de água, simulated annealing, zonas de medição e controlo (ZMC)

[1] Licenciado em Engenharia Civil, IPL-ESTG, Morro do Lena, Alto Vieiro, 2401-951, Leiria, ricardo.gomes@ipleiria.pt

[2] Doutor em Engenharia Civil, FCTUC-DEC, Pinhal de Marrocos, 3030-290, Coimbra, jasm@dec.uc.pt

[3] Doutor em Engenharia Civil, ISEC-DEC, Rua Pedro Nunes, Quinta da Nora, 3030-199, Coimbra, jjoseng@isec.pt

1 INTRODUÇÃO

Entre os vários problemas identificados ao nível da gestão e exploração de um Sistema de Distribuição de Água (SDA), a redução das perdas de água é, sem dúvida, aquele que terá maior influência em termos do desempenho global de uma entidade gestora (Marques *et al.*, 2005; IRAR, 2007). Neste contexto, a concepção de Zonas de Medição e Controlo (ZMC), sectorização do sistema em subsistemas de menor dimensão, acaba por ser um bom princípio quando se pretendem estabelecer objectivos e definir prioridades em termos de investimento e/ou diagnóstico de curto, médio e longo prazo. Este conceito foi introduzido, pela primeira vez, no Reino Unido, na década de 1980, e, desde então, tem vindo a ser aplicado por inúmeras entidades gestoras a nível Mundial (WRc, 1994).

Embora a dimensão das ZMC possa estar relacionada com o número de ramais e/ou a extensão da rede, a sua topologia depende fundamentalmente do traçado da rede, do desnível topográfico e do comportamento hidráulico do sistema. A estas, acresce-se ainda o facto da disponibilidade financeira da entidade gestora poder condicionar, quer o número, quer a dimensão das ZMC, já que a sua implementação terá custos associados (sobretudo se as opções tomadas não forem as mais correctas). A experiência tem demonstrado que em áreas urbanas a dimensão média para as ZMC deve estar compreendida entre 500 e 3000 ramais, podendo vir a ser reduzida para valores da ordem dos 500 a 1000 ramais em sistemas mais antigos. Porém, não se recomendam valores acima dos 5000 ramais, pelo facto de se tornar mais difícil a localização de fugas. Em alternativa, em zonas com baixa densidade de ramais, pode-se optar por definir a ZMC com base na extensão da rede, pelo facto do custo de localização de fugas estar mais relacionado com o comprimento da rede do que propriamente com o número de ramais. Neste contexto, os valores recomendados variam entre 5 a 10 km, podendo vir a ser adoptados valores superiores em sistemas de maior dimensão (WRc, 1994; MacDonald e Yates, 2005; Sánchez *et al.*, 2005; Donnelly, 2007; Morrison *et al.*, 2007). Na literatura existem vários exemplos relacionados com a implementação de ZMC (Farley e Trow, 2003; Naveh *et al.*, 2005; Anuvongnukroh *et al.*, 2007; Morrison *et al.*, 2007; Pilcher *et al.*, 2007), pelo que vários modelos têm vindo a ser desenvolvidos com o intuito de estimar os custos e benefícios associados à sectorização das redes de distribuição de água (WRc, 1994; Mckenzie e Langenhoven, 2001; Walski *et al.*, 2003; Jankovic *et al.*, 2004; Loveday e Dixon, 2005; Girard e Stewart, 2007; Awad *et al.*, 2008; Awad *et al.*, 2009; Gomes *et al.*, 2010a; Gomes *et al.*, 2010b). No entanto, não foi encontrada nenhuma abordagem relacionada com a análise custo/benefício entre diferentes alternativas para a sectorização da rede, pelo que se achou oportuno abordar este assunto nesta comunicação.

2 CONCEPÇÃO DE ZONAS DE MEDIÇÃO E CONTROLO

Baseada nas melhores práticas internacionais do sector, a metodologia proposta nesta comunicação permite estimar o custo/benefício associado à sectorização de uma qualquer rede de distribuição de água. A aplicação computacional desenvolvida é constituída por um optimizador (Simulated Annealing) e um modelo de simulação hidráulica em regime quasi-permanente, desenvolvido previamente por Sousa (2006), ao qual estão associados dois

módulos operacionais, Figura 1. O primeiro módulo permite avaliar o custo de investimento inicial, relacionado com a instalação de pontos de monitorização e reforço da capacidade de transporte do SDA, e o segundo estima o custo ou benefício que poderá advir da alteração da pressão após sectorização, ao longo de um determinado horizonte de projecto. As questões relacionadas com a qualidade da água não serão aqui abordadas, e admite-se que os custos indirectos e de exploração possam ser desprezados, uma vez que não deverão diferir muito entre diferentes soluções.

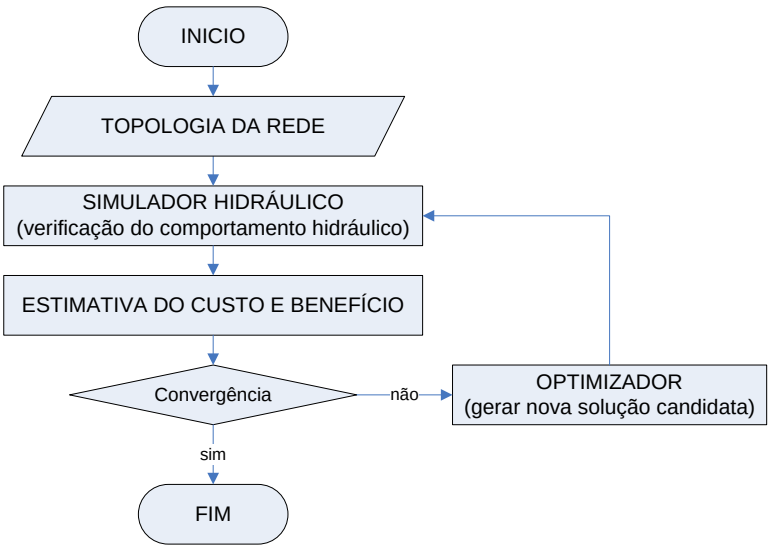


Figura 1. Fluxograma da aplicação computacional

2.1 Problema de optimização

O problema de optimização a resolver pode ser classificado como NP-difícil, e está relacionado com o número de ZMC, o número de ligações entre ZMC, e os troços a reforçar/substituir/reabilitar. Matematicamente pode ser traduzido por uma função objectivo F(x), com a qual se pretende reduzir os custos e maximizar os benefícios que poderão advir da alteração da pressão devido à sectorização, equação (1).

$$\max F(x) = -C(x) + B(x) \quad (1)$$

O termo C(x) corresponde ao custo de investimento inicial e B(x) aos benefícios que poderão advir da alteração da pressão devido à sectorização, actualizados ao ano de referência. Estes conceitos serão abordados nas secções 2.2 e 2.3, respectivamente.

O Simulated Annealing (Metropolis *et al.*, 1953) caracteriza-se por ser uma técnica de optimização estocástica com distribuição probabilística, baseado na imitação de processos naturais, sendo conhecido por produzir resultados bastante satisfatórios (Trosset, 2001). O processo inicia-se a temperaturas elevadas, ao que se segue uma progressiva redução da temperatura. Baseado no conceito de vizinhança, da solução corrente, a cada iteração é gerada aleatoriamente uma nova solução que deverá ser quantificada e sujeita a um critério de aceitação. Caso a nova solução seja tão boa ou melhor que a solução corrente, esta será automaticamente aceite, caso contrário será aceite com uma probabilidade $\exp^{-\Delta f/T}$, na qual

o parâmetro de controlo – temperatura, T - vai sendo progressivamente reduzido até que mais nenhuma transição seja aceite. Apesar de não garantir a convergência para a solução óptima global, o método tem demonstrado ser capaz de encontrar boas soluções em tempo razoável (Cunha e Sousa, 1999; Varela e Ribeiro, 2001; Blum e Roli, 2003; Sousa, 2006; Gomes *et al.*, 2010b). A implementação do Simulated Annealing, ajustado a este tipo de problema, pode ser consultada no estudo realizado por Gomes, Marques e Sousa (2010b). Na Tabela 1 indicam-se os parâmetros adoptados no algoritmo de Simulated Annealing.

Tabela 1. Parâmetros do algoritmo de Simulated Annealing

Solução inicial:	$x_0 = \{D_1, D_2, ..., D_p\} = D_{max}$
Temperatura inicial:	$T_0 = -\left(\frac{0.10 \times f(x_0)}{\ln(Pa_0)}\right)$ onde: $Pa_0 = 80\%$
Estratégia de arrefecimento *: k = 0,1,...,n	Se $Pa_k > 80\%$ então $\mu_k = 20$ e $\alpha_k = 0.50$ Se $50\% < Pa_k \leq 80\%$ então $\mu_k = 50$ e $\alpha_k = 0.75$ Se $20\% < Pa_k \leq 50\%$ então $\mu_k = 50$ e $\alpha_k = 0.90$ Se $Pa_k \leq 20\%$ então $\mu_k = 50$ e $\alpha_k = 0.95$
Critério de paragem:	$Pa_{k+1} < 5\%$ $\varepsilon_{k+1} \leq 1.0\%$ (para dois patamares de temperatura sucessivos) $\text{com: } \varepsilon_{k+1} = \frac{\lvert F(x)_{\text{média},k} - F(x)_{\text{média},k+1} \rvert}{F(x)_{\text{média},k+1}}$

* Número de transições à temperatura k ($L_k=\mu_k \times NP$) e função de arrefecimento ($T_{k+1}=T_k \times \alpha_k$)

2.2 Módulo 1: Custo de investimento inicial

Este módulo aborda exclusivamente os custos de investimento inicial, relacionados com as obras de construção civil, necessárias para a implementação de ZMC (Gomes *et al.*, 2010b). Estes custos estão relacionados, sobretudo, com a instalação de pontos de monitorização e eventual reforço/substituição/reabilitação de alguns troços da rede de forma a garantir os níveis de serviço adequados. O custo de investimento inicial pode ser traduzido por uma função C(x), equação (2), que avalia o custo de reforço da capacidade da rede e os custos de aquisição de equipamentos e instalação de pontos de monitorização, aos quais acrescem as penalizações devidas às violações de determinados parâmetros, tais como a velocidade de escoamento, a pressão de serviço, os níveis operacionais dos reservatórios e o número máximo admissível de ligações entre ZMC.

$$C(x) = \sum_{p=1}^{NP} CGP(D)_p \times L_p + \sum_{c=1}^{NC+NR} CGC(M)_c + \sum_{v=1}^{NV} (viol_v \times \beta_v) \quad (2)$$

Restrições:

i) Físicas: estão implícitas ou explícitas no modelo, e dependem das características físicas da rede e do estado das condutas (abertas, fechadas ou activas);

ii) Hidráulicas: lei da conservação da massa (3), lei de resistência (4), nível de água nos reservatórios durante o período de simulação (5), nível de água nos reservatórios no final

do período de simulação (6) e actualização do nível de água nos reservatórios entre instantes sucessivos (7).

$$\sum_{p=1}^{NP} I_t \times Q_{p,t} = QC_{n,t} \qquad \forall n \in NN \quad e \quad \forall t \in T \tag{3}$$

$$\Delta H_{p,t} = H_{p,t(entrada)} - H_{p,t(saída)} = r \times Q_{p,t}^{\gamma} \qquad \forall p \in NP \tag{4}$$

$$HR_{max,r} \geq HR_{r,t} \geq HR_{min,r} \qquad \forall r \in NR \quad e \quad \forall t \in T \tag{5}$$

$$HR_{r,24} \geq HR_{r,0} \qquad \forall r \in NR \tag{6}$$

$$HR_{r,(t+\Delta t)} = HR_{r,t} - 3600 \times \frac{QR_{r,t}}{AR_r} \times \Delta t \qquad \forall r \in NR \quad e \quad \forall t \in T \tag{7}$$

iii) Procedimentos técnicos e/ou normativos: pressão de serviço (8), flutuação da pressão de serviço (9) e velocidade de escoamento (10).

$$H_{max,i} \geq H_{i,t} \geq H_{min,i} \qquad \forall i \in NN \quad e \quad \forall t \in T \tag{8}$$

$$\max(H_{i,t}) - \min(H_{i,t}) \leq FH_{máx,i} \qquad \forall i \in NN \quad e \quad \forall t \in T \tag{9}$$

$$V_{max,p} \geq V_{p,t} \geq V_{min,p} \qquad \forall p \in NP \quad e \quad \forall t \in T \tag{10}$$

onde: NP número de troços no modelo; $CGP(D)_p$ custo de reforço/substituição/reabilitação de condutas (€/m); L_p comprimento dos troços (m); NC número de ligações entre ZMC; NR número de ligações a reservatórios; $CGM(M)_c$ custo de monitorização em função do diâmetro do medidor de caudal (€/un); NV número total de violações; $viol_v$ máxima violação para a restrição v; β_v custo unitário de penalização para a violação v; I_t matriz de incidência do sistema para o instante t; $Q_{p,t}$ caudal no troço p no instante t (m^3/s); $QC_{n,t}$ consumo no nó n no instante t; NN número de nós no modelo; T período de simulação hidráulica (tipicamente 24 horas, com passo de cálculo de 1 hora); $\Delta H_{p,t}$ perda de carga no troço p no instante t (m); $H_{p,t}$ cotas piezométricas nos nós extremos do troço p no instante t (m); r e γ coeficientes relacionados com a lei de resistência; $HR_{max,r}$ e $HR_{min,r}$ nível máximo e mínimo de água no reservatório r (m); $HR_{r,t}$ nível de água no reservatório r no instante t (m); $HR_{r,0}$ e $HR_{r,24}$ níveis de água no reservatório r, no início e no fim do período de simulação (m); $HR_{r,t}$ e $HR_{r,(t+\Delta t)}$ níveis de água no reservatório r em instantes consecutivos (m); $QR_{r,t}$ caudal à saída do reservatório r no instante t (m^3/s); AR_r área da secção transversal do reservatório r (m^2); Δt passo de cálculo (se caudal em m^3/h, Δt em horas); $H_{max,i}$ e $H_{min,i}$ cotas piezométricas máxima e mínima permitidas no nó i para satisfação do consumo (m); $H_{i,t}$ cota piezométrica no nó i no instante t (m); $FH_{max,i}$ máxima flutuação de pressão durante o período de simulação (m c.a.); $V_{max,p}$ e $V_{min,p}$ velocidades máxima e mínima permitidas no troço p; $V_{p,t}$ velocidade no troço p no instante t (m/s).

2.3 Módulo 2: Custo e benefício devido à alteração da pressão após a sectorização

Sabendo-se que o comportamento hidráulico de um SDA pode ser consideravelmente afectado pela sectorização (devido ao seccionamento de condutas, localização dos pontos

de monitorização e o reforço/substituição/reabilitação da rede), deve-se ter em consideração que a pressão em algumas zonas da rede poderá aumentar ou diminuir em relação à situação inicial. Por outro lado, o impacto da variação da pressão deverá ser maior ao nível do volume total de água a produzir (entrada do sistema) do que do consumo autorizado (facturado e não facturado). Sendo assim, os benefícios que poderão resultar da sectorização da rede estão relacionados, sobretudo, com a redução do volume total de água a produzir, como consequência da redução da pressão (Gomes *et al.*, 2010a).

A experiência tem provado que o caudal considerado como dependente e independente da pressão pode variar significativamente ao longo do dia, pelo que a melhor forma de estimar estas componentes será durante o período nocturno, quando a maior parte da população não se encontra "activa" e o caudal à entrada do sistema se deve, maioritariamente, às perdas na rede de distribuição (WRc, 1994). Enquanto o caudal considerado como independente da pressão está relacionado com a satisfação da procura durante um determinado intervalo de tempo (enchimento de reservatórios, sistemas de termoacumuladores, máquinas de lavar roupa e louça, autoclismos, entre outros), o caudal dependente da pressão está relacionado com a satisfação do consumo instantâneo (sistemas de rega, marcos de incêndio, fontenários, duches, entre outros). Neste contexto, as perdas serão consideradas como totalmente dependentes da pressão. Na Tabela 2, faz-se referência às componentes do caudal considerado como dependente e independente da pressão, à entrada do sistema e/ou em cada nó, considerando que todo o consumo autorizado é medido e facturado.

Tabela 2. Caudal considerado como dependente e independente da pressão

Caudal: Q (m^3/h)	Facturado: QF (m^3/h)	Perdas: QFP (m^3/h)	Dependente da pressão
		Consumo: QFC (m^3/h)	Dependente da pressão
			Independente da pressão
	Não facturado: QNF (m^3/h)	Perdas: QNFP (m^3/h)	Dependente da pressão

Os benefícios que poderão advir da alteração da pressão induzida pela sectorização resultam da redução do volume de água entrado no sistema (ΔVP), correspondente à diferença entre o volume actual (VP^{Fase1}) e o respectivo valor que se estima venha a ocorrer após a sectorização (VP^{Fase2}):

$$\Delta VP = \left(VP^{Fase1} - VP^{Fase2}\right) \tag{11}$$

Da mesma forma, conhecida a relação entre a pressão e o consumo, poderá haver interesse em estimar a redução da facturação devida à variação da pressão (ΔVF). Esta componente poderá ser estimada a partir da diferença entre a quantidade de água facturada antes (VF^{Fase1}) e após a sectorização (VF^{Fase2}):

$$\Delta VF = \left(VF^{Fase1} - VF^{Fase2}\right) \tag{12}$$

Por último, tendo como referência o horizonte de projecto (na), o custo de produção de água por m^3 (C_p), a importância cobrada ao consumidor final por m^3 (C_v) e a taxa de actualização ou custo de oportunidade do capital (jur), é possível estimar os benefícios anuais directos

correspondentes à sectorização, B(x), resultantes da redução da produção de água e da redução da água facturada. No entanto, refira-se que esta componente pode representar um custo, caso a pressão média na rede aumente em relação à situação inicial, devido à localização dos pontos de monitorização e necessidades de reforço/substituição/reabilitação da rede.

$$B(x) = \left[C_p \Delta VP - (C_v - C_p)\Delta VF\right] \times \left[365 \frac{(1+jur)^{na} - 1}{jur(1+jur)^{na}}\right] \quad (13)$$

Para simplificar o problema, a metodologia proposta admite que as condições de funcionamento do sistema não se alteram ao longo do período de exploração considerado, no que se refere às solicitações à rede e à degradação das infra-estruturas. Porém, uma vez que a análise é feita com base nas condições referentes ao horizonte de projecto (em geral, com consumos superiores e infra-estruturas em pior estado), é provável que o sistema possa ficar "folgado" na fase inicial. Assim, caso a metodologia proposta considerasse estas condições a variar ao longo do tempo, a análise iria, certamente, produzir benefícios superiores aos que aqui se estimam.

Para concluir, importa referir que, como nesta análise o benefício é avaliado para todo o período de exploração considerado, mesmo um valor anual reduzido poderá condicionar o valor da solução final.

3 ESTUDO DE CASO

Tendo como objectivo comprovar o desempenho da metodologia proposta e da aplicação computacional desenvolvida, usou-se uma adaptação do SDA referido por Arulraj e Rao (1995), tal como descrito por Gomes, Marques e Sousa (2010b). O sistema pode ser caracterizado da seguinte forma: 1) rede abastecida graviticamente a partir de dois reservatórios com nível de água constante (Res81 e Res82); 2) o caudal médio à entrada do sistema corresponde a aproximadamente 478.5 m^3/h; 3) a pressão mínima de serviço no ponto crítico é de 22.89 m c.a.; 4) a cota topográfica varia entre 497.2 m e 523.6 m; 5) o comprimento da rede é de 27.257 km (distribuído por 113 troços e 82 nós); 6) o diâmetro das condutas varia entre 100 e 750 mm e o coeficiente de rugosidade entre 70 e 150 (fórmula de Hazen-Williams, H-W).

3.1 Topologia da rede

A pressão de serviço não é estática, varia no tempo e no espaço em função das solicitações à rede (distribuição temporal e espacial dos consumos), degradação das infra-estruturas, traçado da rede, desnível topográfico, necessidade de expansão do sistema, entre outros (Thornton *et al.*, 2008). Dada a multiplicidade de situações prováveis, e na impossibilidade de as estudar todas, para avaliar os custos e benefícios que poderão advir da sectorização da rede julga-se apropriado usar os consumos estimados para o horizonte de projecto. Assim, assumindo um horizonte de projecto de 40 anos e uma taxa de actualização do capital de 5%, pretende-se estudar a possibilidade de sectorização do SDA em estudo,

partindo do pressuposto de que se conhece a área de influência para cada ZMC, Figura 2. Na Tabela 3 vêm indicadas as condições de fronteira iniciais entre ZMC, tal como o número de ramais e a extensão da rede. As linhas a contínuo representam as condições de fronteira resultantes da metodologia proposta por Gomes, Marques e Sousa (2010b), e as linhas descontínuas representam o ajuste introduzido de forma a reduzir o número de pontos de monitorização e de condutas a seccionar.

3.2 Definição das condições de fronteira entre ZMC e reforço da rede

A sectorização de um SDA é um processo difícil e oneroso, que requer um conhecimento prévio das condições topológicas da rede, bem como do modo de operação e comportamento global do sistema. Por outro lado, cada ZMC deve ser abastecida, preferencialmente, a partir de um único ponto de alimentação de forma a minimizar o número de pontos de monitorização, sendo que as condições de fronteira podem ser consideradas permanentes e/ou temporárias, pois a mudança das condições de funcionamento do sistema poderá implicar a alteração dessas mesmas condições de fronteira. Tendo por base o traçado da rede, o número mínimo de ligações entre ZMC e a área de influência de cada ZMC, pretende-se definir as condições de fronteira entre ZMC (pontos de monitorização e condutas a fechar) e avaliar as necessidades de reforço/substituição/reabilitação da rede de forma a garantir níveis de serviço adequados.

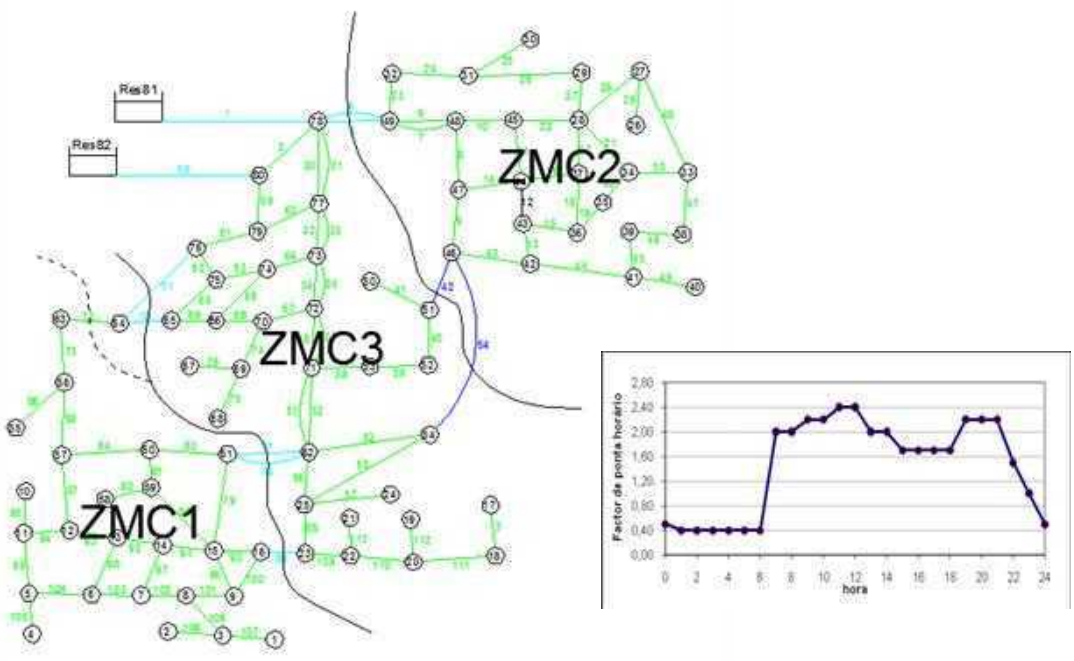


Figura 2. Topologia da rede e padrão de consumo diário utilizado (Gomes *et al.*, 2010b)

Tabela 3. Topologia da rede

Topologia da rede	Condições de fronteira entre ZMC	N.º Ramais (un.)	Extensão da rede (m)
ZMC1	77 - 78 - 72 - 89	4089	8537
ZMC2	4 - 5 - 42 - 54	4366	7019
ZMC3	77 - 78 - 4 - 5 - 72 - 89 - 42 - 54	3028	9920

No estudo de caso apresentado, o custo de reforço/substituição/reabilitação serão considerados idênticos, e serão dados em função do diâmetro da conduta. Enquanto o diâmetro mínimo nas ligações entre ZMC e na ligação a reservatórios está relacionado com as características físicas das condutas existentes (reabilitação/substituição), nos outros casos depende do diâmetro mínimo regulamentar e da disponibilidade dos diâmetros comerciais (reforço). O custo de instalação dos pontos de monitorização será dado em função do diâmetro do medidor de caudal, que por sua vez foi fixado admitindo uma velocidade máxima de 1,0 m/s. Neste trabalho foram usados dois tipos de materiais para as condutas: o Polietileno de Alta Densidade (PEAD) até diâmetros de 315 mm e o Ferro Fundido Dúctil (FFD) para diâmetros superiores (Gomes *et al.*, 2010b). O benefício resulta da redução da produção de água e do volume facturado, consequência da alteração da pressão induzida pela sectorização.

Conhecida a pressão máxima e mínima de serviço nas zonas de consumo, respectivamente, 49.62 m c.a. (nó 1) e 22.89 m c.a. (nó 52), após a sectorização, em resultado da alteração da configuração da rede e dos reforços introduzidos, o valor da pressão mínima de serviço, tal como a localização do ponto crítico, poderá não corresponder à situação inicial, podendo deslocar-se para outras zonas da rede. Da mesma forma, a pressão máxima de serviço poderá aumentar durante o período nocturno. Na Tabela 4 e na Figura 3 vêm indicados os resultados para o estudo de caso apresentado.

Tabela 4. Sectorização do SDA esquematizado na Figura 2

Topologia da rede	**2 Ligações**
ID reforço	14 (76.8mm)
	47 (76.8mm)
	50 (119.4mm)
	79 (268.6mm)
	85 (76.8mm)
ID substituição	78 (213.2mm)
ID reabilitação	-
ID monitorização (1)	77 e 78 (380.3mm)
	4 e 5 (393.1mm)
	58 (637.3mm)
	-
	-
	-
Custo de reforço (€)	-115540.75
Custo de monitorização (€)	-94174.18
Benefício (€)	282647.60
Custo Global (€)	72932.67
Pressão mínima (m c.a.)	22.98
Ponto crítico	67
Pressão máxima (m c.a.)	49.52
Ponto crítico	1
Número de Patamares de temperatura	47
Tempo médio de execução	20H00

(1) Diâmetro equivalente em função do caudal e da velocidade de 1,0 m/s

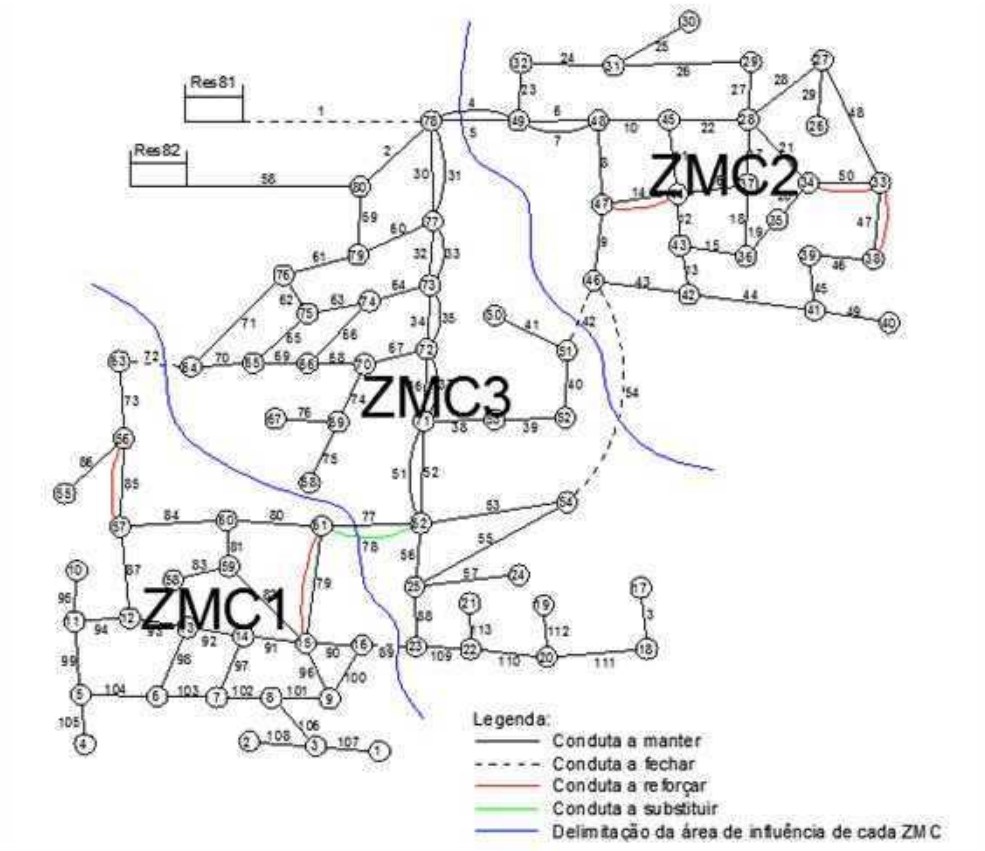


Figura 3. Condições de fronteira entre ZMC e localização dos reforços na rede

Analisando o comportamento hidráulico antes da sectorização e a localização dos pontos de monitorização seleccionados, verifica-se que estes correspondem às condutas por onde passavam os maiores caudais (4 e 5), ou às condutas que permitem uma ligação mais nuclear à ZMC, evitando, assim, reforços excessivos (77 e 78). Relativamente às necessidades de reforços na rede, parece poder concluir-se que estão relacionadas com o facto de os diâmetros existentes não terem capacidade suficiente para garantir as disposições regulamentares, situação resultante da alteração do comportamento hidráulico induzido pela sectorização.

Na Tabela 5 pode observar-se o andamento da execução da aplicação computacional desenvolvida, ao longo da resolução do problema. Inicialmente, o número de pontos de monitorização será reduzido ao mínimo. Ainda a temperaturas elevadas, segue-se uma intensificação do número de trocas entre pontos de monitorização. Durante o processo, para cada solução gerada, será estimado o custo e o benefício, que por sua vez será usado para direccionar a pesquisa. Ainda na mesma tabela, é possível observar que à medida que a temperatura baixa, o número de trocas aceite entre pontos de monitorização vai sendo progressivamente menor, pelo que, no final, se restringe ao estudo da possibilidade de reforço da última troca aceite e à avaliação do benefício correspondente à mudança dos diâmetros/rugosidades das condutas a reforçar/substituir/reabilitar.

Para verificar a validade e independência da solução final, relativamente à solução inicial, foram usados três procedimentos distintos: 1) usando a mesma solução inicial para diferentes corridas da aplicação; 2) usando soluções iniciais distintas e 3) fixando parte da solução do problema como solução inicial, a partir dos resultados obtidos em 1 ou 2. Os resultados obtidos permitem concluir que a solução final corresponde a uma boa aproximação para o problema, apesar de não se poder garantir que esta corresponda à solução óptima global.

Na Tabela 6 foram seleccionadas as soluções, pelas quais a pesquisa passou, às quais corresponde o menor custo e o maior benefício, tendo em conta a informação da Tabela 5, verificando-se que, neste caso, a solução final obtida pela análise custo/benefício é a solução à qual corresponde o menor custo.

Da mesma forma, para averiguar a relação entre o valor da solução final e o tempo de execução, foram implementadas três abordagens distintas para o mesmo problema de optimização, cujos resultados vêm indicados na Tabela 7. Na primeira abordagem teve-se como referência a metodologia tal como descrita nesta comunicação. Na segunda, usou-se o custo de investimento inicial para direccionar a pesquisa e, sempre que seja encontrada uma solução melhor que a anterior, será estimado o benefício e guardada em memória, caso corresponda à melhor solução em termos de custo/benefício. Por último, na terceira abordagem adoptou-se o mesmo critério que na segunda, sendo o benefício estimado apenas para a melhor solução encontrada em termos de custo de investimento inicial, ou seja, para a solução final. Os resultados obtidos permitiram verificar que a qualidade das soluções produzidas pela metodologia não difere muito nas três abordagens, o mesmo já não acontecendo com o tempo de execução, tal como se pode observar na Tabela 7.

Tabela 5. Andamento da execução da aplicação computacional desenvolvida

Patamar	Temperatura	FOmédia	FOóptima	Soluções geradas				
				Total	Mudança de diâmetro		Troca entre pontos de monitorização	
					Aceites	Não aceites	Aceites	Não aceites
1	275920633.56	-515151361.70	-414725038.90	56	56	0	0	0
2	137960316.78	-121526868.04	-5162641.57	2260	2239	0	10	11
3	68980158.39	-17720352.83	-3172093.23	2260	2237	0	2	21
4	34490079.20	-6591845.73	-2033275.63	2260	2233	2	0	25
5	17245039.60	-6053924.13	-2033275.63	2260	2220	8	0	32
6	8622519.80	-5438594.73	-1115366.50	2260	2217	6	0	37
7	4311259.90	-4337116.17	-783829.50	2260	2236	4	0	20
8	2155629.95	-2601888.06	-783829.50	2260	2224	7	0	29
9	1077814.97	-2811293.77	-783829.50	2260	2231	29	0	0
10	538907.49	-1683060.56	-783829.50	2260	2230	30	0	0
11	269453.74	-1184426.69	-756413.96	2260	2201	59	0	0
12	134726.87	-976826.60	-720836.31	2260	2178	82	0	0
13	67363.44	-811956.63	-671470.83	2260	2109	151	0	0
14	33681.72	-673363.31	-469000.76	2260	2024	236	0	0
15	16840.86	-458287.73	-327234.96	2260	1843	417	0	0

16	8420.43	-282439.18	-170802.95	2260	1526	734	0	0
17	6315.32	-149689.16	-18395.44	5650	3170	2480	0	0
18	4736.49	-80613.19	3751.66	5650	2605	3045	0	0
19	4262.84	-43893.97	46265.42	5650	2248	3402	0	0
20	3836.56	-33174.45	46265.42	5650	2190	3460	0	0
21	3452.90	-30683.19	46265.42	5650	2100	3550	0	0
22	3107.61	-11047.68	46265.42	5650	1760	3890	0	0
23	2796.85	2951.49	46265.42	5650	1551	4099	0	0
24	2517.17	25587.98	63420.12	5650	1307	4343	0	0
25	2265.45	36138.09	63420.12	5650	1218	4432	0	0
26	2038.90	41914.52	68688.45	5650	1067	4583	0	0
27	1936.96	47379.69	69811.08	5650	948	4702	0	0
28	1840.11	51398.40	69811.08	5650	896	4754	0	0
29	1748.11	48306.84	71121.71	5650	798	4852	0	0
30	1660.70	53038.86	71121.71	5650	769	4881	0	0
31	1577.66	49916.95	71121.71	5650	746	4904	0	0
32	1498.78	58537.11	71810.77	5650	644	5006	0	0
33	1423.84	60550.61	72932.67	5650	528	5122	0	0
34	1352.65	61619.10	72932.67	5650	476	5174	0	0
35	1285.02	59146.76	72932.67	5650	531	5119	0	0
36	1220.77	61664.80	72932.67	5650	440	5210	0	0
37	1159.73	63220.87	72932.67	5650	431	5219	0	0
38	1101.74	62554.19	72932.67	5650	428	5222	0	0
39	1046.65	63757.36	72932.67	5650	406	5244	0	0
40	994.32	66970.79	72932.67	5650	364	5286	0	0
41	944.61	67404.20	72932.67	5650	319	5331	0	0
42	897.38	68847.58	72932.67	5650	225	5425	0	0
43	852.51	67765.77	72932.67	5650	279	5371	0	0
44	809.88	68573.12	72932.67	5650	164	5486	0	0
45	769.39	69473.81	72932.67	5650	141	5509	0	0
46	730.92	68893.49	72932.67	5650	217	5433	0	0
47	694.37	69186.82	72932.67	5650	195	5455	0	0

Tabela 6. Análise comparativa entre soluções

Critério	Custo (€)	Benefício (€)	Solução (€)
Menor custo	**-209714.93**	282647.60	72932.67
Maior benefício	-222021.61	**282689.83**	60668.22
Análise Custo/Benefício	-209714.93	282647.60	**72932.67**

Tabela 7. Análise comparativa entre abordagens distintas para o mesmo problema

Topologia da rede	**1ª Abordagem**	**2ª Abordagem**	**3ª Abordagem**
ID reforço	14 (76.8mm)	14 (76.8mm)	14 (93.8mm)
	47 (76.8mm)	50 (136.4mm)	50 (119.4mm)
	50 (119.4mm)	79 (268.6mm)	79 (268.6mm)
	79 (268.6mm)	85 (76.8mm)	85 (76.8mm)
	85 (76.8mm)	-	-
ID substituição	78 (213.2mm)	78 (213.2mm)	-
ID reabilitação	-	-	-
ID monitorização (1)	77 e 78 (380.3mm)	77 e 78 (380.3mm)	77 e 78 (380.3mm)
	4 e 5 (393.1mm)	4 e 5 (393.1mm)	4 e 5 (393.1mm)
	58 (637.3mm)	58 (637.3mm)	58 (637.3mm)
	-	-	-
	-	-	-
	-	-	-
Custo de reforço (€)	-115540.75	-114039.39	-113944.38
Custo de monitorização (€)	-94174.18	-94174.18	-94174.18

Benefício (€)	282647.60	280871.77	279610.36
Custo Global (€)	72932.67	72658.20	71491.80
Pressão mínima (m c.a.)	22.98	22.98	22.98
Ponto crítico	67	67	67
Pressão máxima (m c.a.)	49.52	49.52	49.52
Ponto crítico	1	1	1
Número de Patamares de temperatura	47	49	45
Tempo médio de execução	20H00	2H30	2H15

(1) Diâmetro equivalente em função do caudal e da velocidade de 1,0 m/s

De um modo geral, verifica-se que a metodologia proposta é robusta e eficaz, embora o tempo de execução, principalmente da 1ª abordagem, possa ser considerado relativamente elevado, Tabelas 4, 5 e 6. Na Tabela 7 é possível comparar o resultado da solução final com o tempo de execução, usando as diferentes abordagens, que de alguma forma condicionam a pesquisa em direcção à solução óptima. Apesar de os resultados obtidos serem semelhantes, o tempo médio de execução difere claramente entre abordagens distintas, sobretudo no que se refere à metodologia em que se avalia o custo e o benefício para toda as soluções geradas (1ª Abordagem). No que se refere ao valor da solução final, a diferença está relacionada apenas com pequenos ajustes ao nível do diâmetro/rugosidade das condutas usadas como reforço/substituição/reabilitação da rede. De qualquer forma, estas conclusões carecem de uma validação mais profunda, subentendendo-se a realização de mais estudos de caso.

4 CONCLUSÕES

A viabilidade de um projecto de investimento está relacionada com o sucesso económico e financeiro esperado para esse projecto, ao qual está associada a maior rentabilidade esperada para o capital investido. Através do Valor Actual Líquido (VAL) é possível ter uma noção da viabilidade económica de um projecto de investimento, e decidir pela solução mais acertada. Atendendo às necessidades do sector, nesta comunicação é apresentada uma metodologia geral, que pode ser aplicada pela generalidade dos projectistas e operadores de serviços de águas, para estudar várias possibilidades para a sectorização de uma qualquer rede de distribuição de água e avaliar o VAL associado a cada uma das soluções obtidas.

Para simplificar o problema, a metodologia proposta admite que as condições de funcionamento do sistema não se alteram ao longo do período de exploração considerado, no que se refere às solicitações à rede e à degradação das infra-estruturas. Porém, uma vez que a análise é feita com base nas condições referentes ao horizonte de projecto (em geral, com consumos superiores e infra-estruturas em pior estado), é provável que o sistema possa ficar “folgado” na fase inicial. Assim, caso a metodologia proposta considerasse estas condições a variar ao longo do tempo, a análise iria, certamente, produzir benefícios superiores aos que aqui se apresentam.

De futuro, pretende-se adaptar esta metodologia para considerar os investimentos no reforço da rede faseados no tempo, em função das necessidades (tendo em conta a variação do consumo e/ou degradação das infra-estruturas), bem como a instalação de dispositivos de redução de pressão (VRP) à entrada de cada ZMC.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) a atribuição de bolsa de doutoramento no âmbito do POS_C – Apoiar o Desenvolvimento de Competências – Medida 6.1. Referência SFRH / BD / 31723 / 2006.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Anuvongnukroh, V., Makmaitree, U., Chuenchom, T., Sethaputra, S., Waldron, T. (2007). Design and Establishment of a Very Large Scale Low Pressure DMA Project. *In Leakage 2007, Specialized Conference Proceedings, IWA*, 23-26 Sep, Bucharest (Romania).

Arulraj, G. P., Rao, H. S. (1995). "Concept of Significance Index for Maintenance and Design of Pipe Networks." *Journal of Hydraulic Engineering* 121(11): 833-837.

Awad, H., Kapelan, Z., Savic, D. (2008). "Analysis of Pressure Management Economics in Water Distribution Systems". *Proceedings of the 10th Annual Water Distribution Systems Analysis Conference (WDSA2008)*, 17-20 Aug, Kruger National Park (South Africa).

Awad, H., Kapelan, Z., Savic, D. (2009). "Optimal setting of time-modulated pressure reducing valves in water distribution networks using genetic algorithms". *Integrating Water Systems (CCWI 2009 Conference)*, 1-3 Sep, University of Sheffield (London).

Blum, C., Roli, A. (2003). "Metaheuristics in Combinatorial Optimization: Overview and Conceptual Comparison." *ACM Computing Surveys* 35(3): 268-308.

Cunha, M. C., Sousa, J. (1999). "Water distribution network design optimization: Simulated Annealing approach." *Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE* 125(4): 215-221.

Donnelly, A. (2007). "Combating Non-Revenue Water in a large multifunctional company; A case study of EPAL; Portugal's largest water supplier". *In Leakage 2007, Specialized Conference Proceedings, IWA*, 23-26 Sep, Bucareste (Romania).

Farley, M., Trow, S. (2003). *Losses in Water Distribution Networks*. IWA Publishing, United Kingdom.

Girard, M., Stewart, R. A. (2007). "Implementation of Pressure and Leakage Management Strategies on the Gold Coast, Australia: Case Study." *Journal of Water Resources Planning and Management* 133(3): 210-217.

Gomes, R., Marques, A. S., Sousa, J. (2010a). "Estimation of the benefits yielded by pressure management in water distribution systems." *Urban Water Journal (submitted)*.

Gomes, R., Marques, A. S., Sousa, J. (2010b). Metodologia Geral para Concepção de Zonas de Medição e Controlo em Sistemas de Distribuição de Água. *Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*, 12-15 Out, Porto (Portugal).

IRAR (2007). *Relatório Anual do Sector de Águas e Resíduos em Portugal 2007 (RASARP)*. Instituto Regulador de Águas e Resíduos (IRAR), Lisboa.Gráfica Maiadouro.

Jankovic, B., Maksimovic, C., Butler, D., Graham, N. J. D. (2004). "Use of Flow Meters for Managing Water Supply Networks." *Journal of Water Resources Planning and Management* 130(2): 171-179.

Loveday, M., Dixon, J. (2005). "DMA Sustainability in Developing Countries". *In Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings, IWA*, 12-14 Sep, Halifax (Canada).

MacDonald, G., Yates, C. D. (2005). "DMA Design and Implementation, a North American Context". *In Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings, IWA*, 12-14 Sep, Halifax (Canada).

Marques, R., Gomes, R., Monteiro, A. (2005). Benchmarking the Water Losses in Portugal. *In Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings, IWA*, 12-14 Sep, Halifax (Canada).

Mckenzie, R., Langenhoven, S. (2001). *PRESMAC User Guide*. South Africa Water Research Commission, WRC Report TT 152/01.

Metropolis, N., Rosenbluth, A. W., Rosenbluth, M. N., Teller, A. H., Teller, E. (1953). "Equation of State Calculations by Fast Computing Machines." *The Journal of Chemical Physics* 21(6): 1087-1092.

Morrison, J., Tooms, S., Rogers, D. (2007). *District Metered Areas, Guidance Notes*. International Water Association (IWA), Specialist Group on Efficient Operation and Management of Urban Water Distribution Systems, Water Loss Task Force.

Naveh, N., Ingham, M., Melamed, C., Enav, Y., Cohen, O., Shalom, G. B. (2005). The Entrepreneurial Approach to Implementing a Leakage Control System in Municipal Networks: Case Studies. *In Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings, IWA*, 12-14 Sep, Halifax (Canada).

Pilcher, R., Hamilton, S., Chapman, H., Field, D., Ristovski, B., Stapely, S. (2007). *Leak Location and Repair – Guidance notes*. International Water Association (IWA), Specialist Group on Efficient Operation and Management of Urban Water Distribution Systems, Water Loss Task Force.

Sánchez, E. H., Ibánez, J. C., Cubillo, F. (2005). "Testing Applicability and Cost Effectiveness of Permanent Acoustic Leakage Monitoring for Loss Management in Madrid Distribution Network". *In Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings, IWA*, 12-14 Sep, Halifax (Canada).

Sousa, J. (2006). *Modelos de Apoio à Decisão para o Dimensionamento e a Operação de Sistemas de Abastecimento de Água*. Tese de doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra.

Thornton, J., Sturm, R., Kunkel, G. (2008). *Water Loss Control*. McGraw-Hill Companies.

Trosset, M. W. (2001). "What is Simulated Annealing?" *Optimization and Engineering* 2: 201-213.

Varela, M., Ribeiro, R. (2001). "Utilização de Simulated Annealing em Optimização Difusa." *Revista de Investigação Operacional* 21(2): 205-231.

Walski, T., Chase, D. V., Savic, D., Grayman, W. M., Beckwith, S., Koelle, E. (2003). *Advanced Water Distribution Modeling And Management*. Haestad Methods, USA.

WRc (1994). *Managing Leakage Reports A-J*. UK Water Industry Research Ltd / Water Research Centre (WRc), Swindon (UK).

ESTRATÉGIA LIPOR 2M – MENOS RESÍDUOS, MENOS CARBONO

ABREU, Susana (1); ALMEIDA, Abilio (2); ALMEIDA, Catarina (3); A. BARROS, Nuno (4); CARNEIRO, Filipe (5); LEITE, Fernando (6); MARQUES, Hélder (7); MENDES, Paula (8); NOGUEIRA, Isabel (9); OLIVEIRA, Pedro (10) *

Lipor – Serviço Intermunicipalizado de Gestão de Resíduos do Grande Porto
Apartado 1510
4435 996 BAGUIM DO MONTE
PORTUGAL
Telef.: +351 229 770 100 I Fax: +351 229 756 038 I lipor@lipor.pt

Resumo

O aquecimento do planeta é uma realidade e, comprovadamente, resultado das emissões antropogénicas. Os seus efeitos sentem-se na agricultura, nas zonas costeiras, na alteração de habitats, na perda de biodiversidade, na ocorrência de fenómenos meteorológicos extremos, entre outros.

O sector dos resíduos é uma área que pode, e deve, contribuir para a redução global dos gases com efeito de estufa (GEE).

A Lipor como entidade responsável pela gestão, valorização e tratamento dos resíduos urbanos produzidos pelos Municípios associados (Espinho, Gondomar, Maia, Matosinhos, Porto, Póvoa de Varzim, Valongo e Vila do Conde), apresenta uma grande preocupação com o seu impacto na comunidade e no ambiente envolvente. A prova está na sua actuação, muito além da gestão dos resíduos, assumindo um papel fundamental na sustentabilidade da Área Metropolitana do Porto e, claro está, do planeta.

A estratégia 2M teve como ponto de partida a avaliação da pegada carbónica da Lipor e a definição de medidas que induzam a uma diminuição efectiva das emissões de GEE pelas quais a Lipor é responsável, fruto da sua actividade. O grande desafio consiste em desenvolver e implementar as iniciativas que permitam reduzir significativamente a sua pegada carbónica e, consequentemente, o seu impacto nas alterações climáticas.

Palavras-Chave: Alterações Climáticas, GEE, Lipor, Pegada Carbónica, Resíduos.

* (1) susana.abreu@lipor.pt, Licenciatura em Química;
(2) abilio.almeida@lipor.pt, Licenciatura em Biologia;
(3) catarina.almeida@lipor.pt, Licenciatura em Engenharia Zootécnica;
(4) nuno.barros@lipor.pt, Licenciatura em Biologia;
(5) filipe.carneiro@lipor.pt, Licenciatura em Engenharia Química;
(6) fleite@lipor.pt, Licenciatura em Economia;
(7) helder.marques@lipor.pt, Licenciatura em Engenharia Química;
(8) paula.mendes@lipor.pt, Licenciatura em Relações Internacionais;
(9) isabel.nogueira@lipor.pt, Licenciatura em Engenharia de Materiais;
(10) pedro.oliveira@lipor.pt, Licenciatura em Engenharia Electrotécnica, Electrónica e Computadores.

INTRODUÇÃO

Resíduos e Alterações Climáticas

A Lipor, Serviço Intermunicipalizado de Gestão de Resíduos do Grande Porto é responsável pela gestão, valorização e tratamento de mais de 500.000 toneladas de resíduos urbanos (RU), por ano, produzidos nos oito Municípios seus associados (Espinho, Gondomar, Maia, Matosinhos, Porto, Póvoa de Varzim, Valongo e Vila do Conde), que representam cerca de 1.000.000 de habitantes.

Consciente da sua contribuição para o sector dos resíduos em Portugal – a nível nacional, a produção de resíduos na área geográfica da Lipor representa cerca de 12% – o Conselho de Administração da Lipor decidiu apostar numa estratégia para diminuir as emissões de GEE pelas quais a Lipor é responsável e, assim, poder contribuir para a (re)solução de um problema global – as alterações climáticas.

De acordo com o IPCC (Painel Internacional das Nações Unidas para as Alterações Climáticas), existe uma correlação directa entre o aquecimento global e as emissões antropogénicas de GEE.

Apesar da contribuição do sector dos resíduos não ser muito elevada, cerca de 2.500.000 toneladas de CO_2eq, esta é uma área que pode contribuir bastante para a redução das quantidades globais das emissões de GEE. Em Portugal, as emissões de GEE do sector dos resíduos contabilizavam cerca de 12% do total de emissões, de acordo com o Inventário Nacional, em 1990, sendo expectável que em 2010 contabilizem cerca de 7%.

Os compromissos assumidos no Protocolo de Quioto, apontam para uma redução de emissões de GEE de 8% para a Europa (a 15) para 2010. Complementarmente, os objectivos negociados para Portugal permitiram ainda um crescimento das emissões em 27%. No entanto, este limite foi já largamente ultrapassado.

O sector dos resíduos pode desempenhar um papel importante nos esforços de mitigação das alterações climáticas através da prevenção da produção de resíduos, da valorização multimaterial e orgânica, da utilização de resíduos como fonte de energia e da adopção de procedimentos de operação que garantam um melhor controlo de emissões.

O desafio da Estratégia 2M

O projecto "Avaliar a Pegada Carbónica da Lipor" constituiu a base de trabalho para a Lipor e permitiu contabilizar todas as emissões resultado da actividade da Lipor.



Figura 01: Definição da assinatura do projecto.

A estratégia 2M – menos resíduos, menos carbono consubstancia a abordagem da Lipor à questão das alterações climáticas e carbono, naquela que é a resposta voluntária da organização aos desafios que o tema coloca e ao desenvolvimento da sua actividade. É resultado de uma reflexão em torno dos riscos e oportunidades que as alterações climáticas representam para a organização e da forma como os mesmos podem ser integrados na estratégia de negócio.

As motivações que induziram a Lipor à implementação da estratégia 2M foram:
- protecção do negócio, demonstrando um carácter de preocupação e reacção a um problema global, que atinge empresas e cidadãos;
- o assumir publicamente e de forma transparente a responsabilidade directa pela gestão de um impacte relevante da actividade da Lipor;
- promover responsabilidade social corporativa ao promover e incentivar adopção de boas práticas para a redução de emissões de GEE associadas à produção e gestão de resíduos;
- oportunidade de reforço da estratégia empresarial ao conciliar as duas temáticas - resíduos e emissões - elementar para que seja perceptível a importância que os comportamentos individuais assumem, assim como o contributo colectivo (mobilização dos cidadãos);
- contributo relevante para os objectivos de gestão de emissões de carbono no contexto da Região do Porto, pois o inventário de emissões Lipor disponibiliza indicadores detalhados que permitem acrescentar a dimensão *resíduos* ao rácio CO_2e/cidadão, completando assim o diagnóstico da matriz energética, e as metas de redução estabelecidas contribuem positivamente para a redução desse mesmo rácio, em linha com os objectivos definidos pelo

Município do Porto quer na sua Estratégia de Sustentabilidade, quer no Pacto Europeu de Autarcas.

As mensagens chave inerentes à estratégia 2M, permitem de uma forma simples e concisa transmitir as grande linhas e objectivos que se pretendem atingir, nomeadamente:

▪ ***menos resíduos = menos carbono***, uma vez que o tratamento de resíduos é responsável pela emissão de GEE e, simultaneamente, um instrumento para a sua mitigação, dado que diferentes opções de gestão de resíduos (prevenção, reutilização, reciclagem multimaterial, valorização orgânica, valorização energética, confinamento técnico) implicam diferentes níveis de emissão;

▪ **o cidadão como actor principal e assumindo um papel decisivo**, pois temos plena noção que o cumprimento das metas assumidas pela Lipor depende do contributo dos cidadãos, que deverão alterar os seu hábitos e fazer um esforço para minimizar a produção de resíduos e separar os resíduos para reciclagem;

▪ **consolidação de uma posição de liderança,** estando a Lipor a reconhecer e assumir a importância do tema *clima* na sua estratégia empresarial e posicionando-se como referência no sector dos resíduos em Portugal.

Na base da implementação da 2M, foram definidos três objectivos:

1. Avaliar as emissões de GEE directamente ligadas à actividade de gestão de resíduos e actividades complementares e, anualmente, efectuar a devida actualização (Pegada Carbónica Lipor);
2. Identificar e desenvolver projectos e iniciativas para a diminuição da Pegada Carbónica, através de medidas de eficiência e racionalização energética e mecanismos de compensação de emissões;
3. Aumentar a literacia dos cidadãos na temática dos GEE e das alterações climáticas, através da sensibilização, aumentando a sua participação no projecto, quer a nível individual, quer a nível colectivo. É uma questão global mas que deve ser combatida a nível local.

No âmbito da estratégia 2M foram definidas um conjunto de iniciativas que a Lipor pretende implementar nos próximos anos, nomeadamente:

- Formação e sensibilização para os cidadãos;

- Formação para os técnicos municipais;

- Medidas de eficiência energética da Lipor (medidas de racionalização de energia, tais como desactivação de luminárias, substituição de telhas do Centro de triagem, aproveitamento do biogás, entre outras)

- Utilização de combustíveis alternativos (biodiesel, gás natural, entre outros);

- Estudos diversos;

- Eventos Carbono Zero;

- Novo aterro da Póvoa de Varzim: Incentivo à Gestão das Emissões de Metano (IGEM), através de sistema “cap & pay”;

- Compensação de emissões inevitáveis.

METODOLOGIA

Para a avaliação das emissões de GEE da Lipor foi considerado como ano base o ano de 2006. Este facto prende-se não só com a qualidade dos dados consolidados para esse ano, como também pelo facto de ser o ano zero da revisão do Plano Estratégico para a Gestão de Resíduos da Lipor, 2007-2016.

No entanto, todos os anos anteriores, até 1982, foram contabilizados, uma vez que foi necessário contabilizar as emissões da deposição em aterro. Todas estas emissões foram calculadas utilizando a metodologia de “First Order Decay (FOD)”, contabilizando as emissões anuais e tendo em atenção os resíduos depositados em aterro em anos anteriores. Esta metodologia foi utilizada uma vez que é mais rigorosa.

Tentando manter a estreita ligação entre a estratégia 2M e o Plano Estratégico, foram calculadas estimativas para os anos chave do Plano Estratégico, nomeadamente 2012 e 2016. O ano de 2020 também foi considerado de modo a acompanhar o desenvolvimento da estratégia europeia 20-20-20.

As emissões avaliadas incluem todas as infra-estruturas e actividades principais da Lipor, nomeadamente o confinamento técnico (incluindo a queima do biogás), a valorização energética, a compostagem e a triagem.

Foram também consideradas as emissões das actividades complementares, como a mobilidade e os transportes (os consumos da frota, as viagens de serviço, …) e o consumo de energia (electricidade, gás natural e outros combustíveis).

A actividade de recolha de resíduos continua, na grande maioria dos casos, a ser da responsabilidade dos Municípios associados da Lipor, motivo pelo qual não foi incluída para efeitos de contabilização. Esta inclusão será objecto de discussão no futuro.

Para se ter uma visão completa da Pegada Carbónica da Lipor, foi fundamental contabilizar também as emissões evitadas pelos nossos processos.

Neste caso foram considerados, por exemplo, o potencial de produção de electricidade e de utilização do biogás como a principal contribuição para a redução de emissões de GEE, as emissões evitadas pela produção de electricidade, que irá substituir a produção a partir de combustíveis fósseis e as emissões associadas à reciclagem de materiais e à utilização de composto na agricultura (substituindo a utilização de fertilizantes químicos).

Para a realização dos cálculos de emissões foram utilizadas as metodologias do "G*reenhouse Gas Protocol*" do W*orld Business Council for Sustainable Development* (WBCSD) e do W*orld Resources Institute* (WRI). Os factores de emissões utilizados são os propostos pelo Painel Intergovernamental para as Alterações Climáticas (IPCC).

Foram considerados na contabilização os seis gases com efeito de estufa (GEE) apontados no Protocolo de Quioto. Como os gases f (HFC, PFC E SF_6) não são relevantes na actividade da Lipor, só foram considerados nos cálculos o CO_2, o CH_4 e o N_2O.

Para a compensação das emissões foi seleccionada uma área na serra da Peneda Gerês. Este projecto CarbonoZero do parque nacional da Peneda Gerês abrange duas áreas com características distintas: uma plantação de carvalho na mata nacional do Gerês (concelho de Terras de Bouro) e uma nova plantação de pinheiro bravo e carvalhos na freguesia de Cabril (concelho de Montalegre).

Este projecto foi também seleccionado por ser uma zona próxima da área de implantação da Lipor e portanto um projecto de desenvolvimento regional.

Todos os resultados serão apresentados em termos de CO_2eq para facilitar a comparação com outros estudos e trabalhos semelhantes.

RESULTADOS

A figura 2 retrata a contabilização das emissões de GEE da Lipor relativa ao ano base (2006) e a estimativa prevista para 2016 (ano horizonte do Plano Estratégico). Nos cálculos estão incluídas também as emissões indirectas e as emissões evitadas.

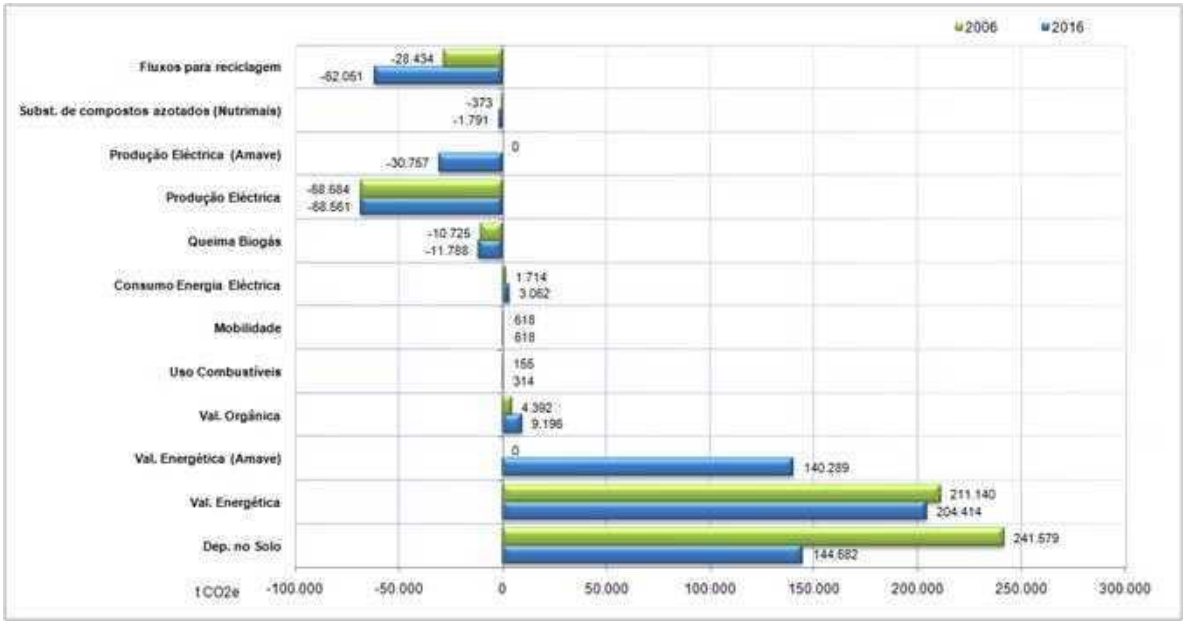


Figura 02: Contabilização das emissões de GEE para a Lipor (2006 e estimativa 2016).

A maior contribuição da gestão de resíduos a nível de emissões recai sobre o confinamento técnico e a valorização energética, opções de gestão dos resíduos da fracção indiferenciada. De realçar a importância que a Prevenção e o desvio de resíduos da fracção indiferenciada assume nesta estratégia, nomeadamente para reciclagem (multimaterial e orgânica).

Em contrapartida, a mobilidade e o consumo de combustíveis assumiram valores que se consideram irrelevantes, quando comparados com as emissões destes processos. No entanto, está bem patente no projecto da Lipor e na estratégia 2M, em particular, que estas áreas deverão ser optimizadas e serão alvo de intervenção.

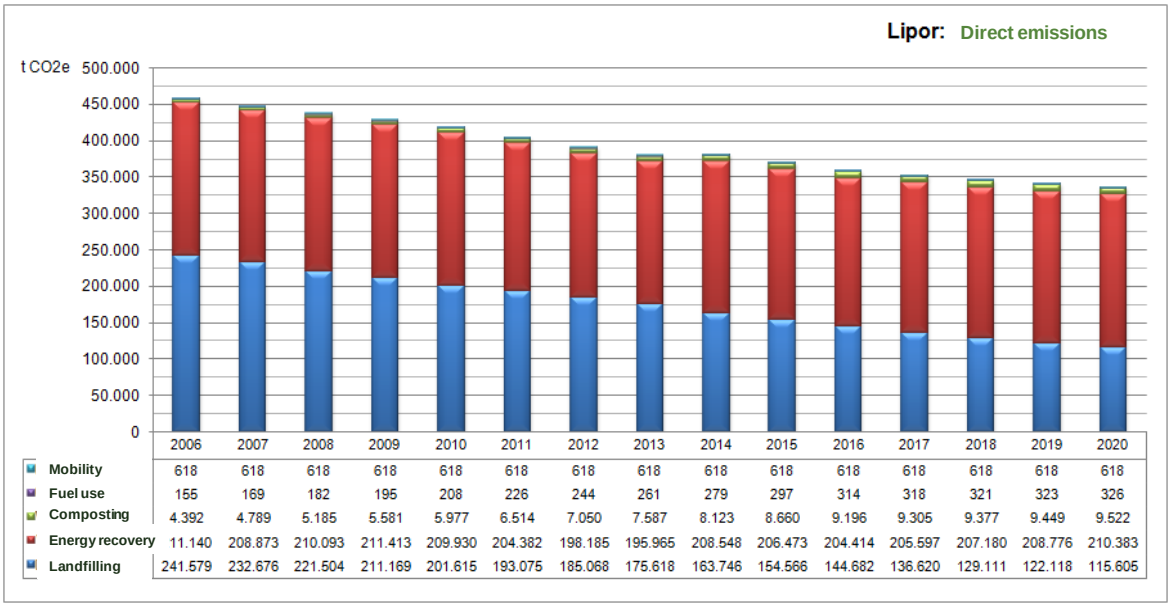


Figura 03: Projecção da contabilização das emissões de GEE para a Lipor (2006 a 2020).

As emissões totais da Lipor são apresentadas na tabela seguinte (t CO_2e):

	2006	**2007**	**2008**	**2009**
Âmbito 1 – Emissões Directas	401.011	425.277	386.185	386.104
Âmbito 2 – Emissões Indirectas (electricidade)	1.749	2.245	2.688	3.566
Âmbito 3 – Outras Emissões Indirectas	47	169	143	143
Emissões totais Lipor	**402.807**	**427.691**	**389.016**	**389.812**

Figura 04: Emissões de GEE da Lipor em 2006, 2007, 2008 e 2009.

De referir que as emissões directas referem-se às emissões que ocorrem em fontes propriedade da Lipor, as emissões indirectas são as associadas às emissões resultantes do processo de produção da electricidade que efectivamente foi consumida pela Lipor e as outras emissões indirectas referem-se às emissões que resultaram das viagens de serviço (avião, comboio, automóvel, etc.).

De modo a melhorar a comunicação e a percepção desta temática para os cidadãos e de forma a potenciar a sensibilização e responsabilização dos cidadãos no projecto também se

apresentam os valores *per capita*, como se pode verificar na imagem que se segue e de acordo com os anos chave.

Na figura 05 está a representação dos compromissos Lipor sob a forma de um valor individual por habitante.

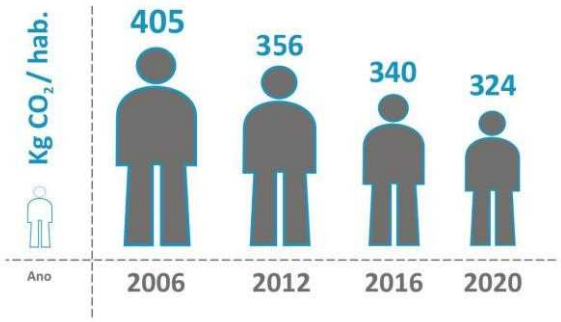


Figura 05: Compromisso de redução de emissões Lipor 2M: metas *per capita.*

CONCLUSÕES

Apesar da contribuição do sector dos resíduos não ser muito elevada, este sector tem um papel a cumprir que é fundamental para o cumprimento dos objectivos nacionais para o Protocolo de Quioto.

O trabalho de medir e avaliar as emissões de GEE e desenvolver uma estratégia para reduzir a produção de resíduos e, consequentemente, as próprias emissões é extremamente importante para a Lipor e, claro está, para a sustentabilidade do planeta.

O desenvolvimento da estratégia 2M poderá conduzir a uma organização mais eficiente e, consequentemente, com um menor impacto em termos de emissões de GEE e energia desperdiçada.

Para atingir as reduções, a Lipor está a apostar na eficiência energética, numa mobilidade mais sustentável e num incremento das quantidades de materiais a enviar para reciclagem.

A Lipor está a trabalhar num conjunto de iniciativas no terreno, nomeadamente:

IGEM (incentivo à gestão de emissões de metano)

- Consiste em gerir as emissões do futuro aterro intermunicipal através de um sistema "cap & pay". Será definido um tecto, um limite de emissões, (de acordo com as melhores práticas) e o gestor do aterro terá que pagar ou receber conforme ultrapasse ou não esse tecto.

Utilização de combustíveis alternativos

- Iniciou-se o abastecimento da frota de viaturas pesadas (interna) com biodiesel (o objectivo é utilizar uma mistura B30, 30% de biodiesel e 70% de gasóleo) e iniciou-se o estudo para a implementação de um projecto de utilização de gás natural na frota (camiões e outros veículos). Possivelmente este projecto poderá ser alargado às frotas municipais.

Formação e sensibilização

- Formação específica para técnicos da Lipor e técnicos municipais. Como complemento, estão previstas a realização de acções com sessões teóricas e práticas nas escolas. Estas incitativas permitem incutir uma maior sensibilidade aos cidadãos para a temática e uma maior participação nos nossos projectos;
- Elaboração de um Manual sobre Alterações Climáticas para os técnicos da Lipor trabalharem com as escolas sobre esta pertinente e actual temática;
- Elaboração e Lançamento de um filme, no qual é enfatizada a relação resíduos – clima e a urgência para a adopção de melhores práticas no que respeita aos resíduos e ainda apresentada a Estratégia 2M;
- Realização do seminário "Pós Copenhaga: O que nos espera? O que temos de fazer?", que contou com a presença de um painel de notáveis oradores;
- Lançamento do link Estratégia 2M no site institucional da Lipor

Compensação de emissões inevitáveis

- Foram compensadas as emissões inevitáveis relativas ao ano de 2009 e resultantes da utilização da frota Lipor;
- Foi ainda promovida, aquando da comemoração do Dia Mundial da árvore, uma plantação de árvores no antigo aterro sanitário de Ermesinde, agora Parque Aventura da Lipor.

Compromisso: 12-16-20

O Conselho de Administração comprometeu-se em realizar todos os esforços para diminuir a Pegada Carbónica Lipor.

Reduzir, face a 2006, as emissões de CO_2e em:

	Emissões totais	Emissões *per capita*
2012	- 12%	356 kg CO_2e/hab.ano
2016	- 16%	340 kg CO_2e/hab.ano
2020	- 20%	324 kg CO_2e/hab.ano

Para que este compromisso seja sério e coerente e que a sua comunicação tenha impacto na comunidade, as metas foram definidas de forma a que, em 2012, se reduzam em 12% as emissões de CO_2eq, em 2016, 16 % e em 2020, 20 % (face a 2006).

Trabalhando em estreita ligação com os parceiros e partes interessadas e com a participação e compromisso dos cidadãos e da sociedade, estes objectivos serão atingidos!

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

APA - Agência portuguesa do ambiente (2006). *Plano Estratégico para os Resíduos Sólidos Urbanos 2007-2016 (PERSU II)***.**

E.Value (2008). *Avaliar e Valorizar as Emissões de Gases com Efeito de Estufa das actividades Lipor***.**

E.Value (2009). *Actualização de Inventário e projecção de emissões de Gases com Efeito de Estufa (GEE).*

E.Value (2009). *Compensação de emissões Lipor: âmbito e critérios para a selecção de créditos.*

E.Value (2009). *Estratégia Lipor 2M: Concretizar e Comunicar***.**

European Commission, DG Environment, 2001. *Waste Management Options and Climate Change: Final Report.*

IPCC - Intergovernmental Panel on Climate Change (2006). *2006 IPCC Guidelines for National Greenhouse Gas Inventories*.

Lipor (2007). *Plano Estratégico para a Gestão Sustentável dos Resíduos Sólidos do Grande Porto 2007-2016.*

Lipor (2008). *Relatório de Sustentabilidade.*

Lipor (2009). *Relatório de Sustentabilidade.*

ESTRATÉGIAS PARA A CONCEPÇÃO DE SISTEMAS URBANOS DE ÁGUAS RESIDUAIS EM ZONAS COSTEIRAS

Natércia M. MATIAS (1); Pedro PÓVOA (2); José Saldanha MATOS (3); Nuno SERRANO (4); Filipa FERREIRA (5);

RESUMO

O crescimento populacional e a migração, nomeadamente de zonas interiores para aglomerados urbanos costeiros, como Lisboa, Porto, Aveiro ou Almada, resultam, frequentemente, em problemas e riscos acrescidos de contaminação dos meios receptores.

Em zonas urbanas costeiras, os problemas e riscos associados ao comportamento dos sistemas de águas residuais, como as inundações e a poluição "via" descarregadores (em terminologia anglo-saxónica "overflows") é agravada devido a diversos factores, entre os quais se incluem a existência de longas zonas planas (por exemplo terraplenos) e a variação dos níveis diários de maré. Nessas situações, podem resultar inundações de superfície, designadamente quando as precipitações mais intensas coincidem com os níveis mais elevados de maré. Por outro lado, pode ter lugar a entrada cíclica de água salgada nos sistemas de drenagem, nomeadamente quando os colectores de descarga para o mar não disponham de válvulas de retenção, com impactos negativos, nomeadamente, ao nível dos processos biológicos das Estações de Tratamento de Águas Residuais (ETAR).

Nesta comunicação são apresentados e discutidos, através de casos de estudo, os desafios e estratégias de concepção e dimensionamento de infraestruturas de saneamento, localizados em zonas urbanas costeiras.

Palavras-chave: águas residuais; drenagem; modelação; saneamento; zonas costeiras.

(1) Eng.ª do Ambiente, Estudante de Doutoramento do IST, Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisboa, natercia.matias@ist.utl.pt

(2) Eng.º do Ambiente (FCT/UNL), SIMTEJO, Av. Defensores de Chaves, 45-3º Esq.1000-112 Lisboa, p.povoa@simtejo.adp.pt

(3) Eng.º Civil, Professor Catedrático do IST, Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisboa, jsm@civil.ist.pt.

(4) Eng.º Civil, Serviços Municipalizados de Água e Saneamento de Almada, Praceta Ricardo Jorge – 2, Pragal 2800-585 Almada, n.serrano@smasalmada.pt

(5) Eng.ª Civil, PhD, Professora Auxiliar do IST/UTL, Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisboa, filipaf@civil.ist.utl.pt

1 INTRODUÇÃO

Neste artigo apresentam-se diferentes tipos de estratégias e soluções com vista à concepção de sistemas urbanos de águas residuais, em zonas costeiras.

Em zonas costeiras, assumem em regra especial relevância as variações dos níveis de maré que, em muitas situações, atingem mais de 3 metros em Portugal Continental. Nessas situações, e em especial no caso de terraplenos ou zonas costeiras muito planas, como se verificam na cidade de Lisboa ou na Costa da Caparica, no concelho de Almada, assumem risco acrescido as inundações de superfície e a entrada de águas salobras no interior de sistemas interceptores. São ainda agravados os riscos de poluição dos meios receptores por aumento da frequência de descargas, de perda de eficiência dos processos biológicos em ETAR e de assoreamento dos sistemas de drenagem, devido à redução da velocidade média de escoamento, devido à influência das marés.

Tendo em conta cenários prováveis decorrentes de alterações climáticas, prevê-se que os sistemas de drenagem e tratamento de águas residuais sofram impactos, sobretudo na vertente de águas pluviais (Oliveira e Matos, 2008).

Paralelamente, quer a nível Nacional quer a nível Mundial, mantém-se a tendência para o crescimento demográfico e para a expansão e desenvolvimento de zonas urbanas costeiras. Aliados à expansão dos sistemas nesses locais, crê-se que, no futuro, poderão vir a ser exigidos critérios mais rigorosos de emissão resultando em desafios acrescidos, em termos de exigências de salubridade e de protecção dos meios receptores.

Para fazer face aos diversos desafios, a concepção de sistemas de drenagem de águas residuais em zonas costeiras deverá resultar, de um modo geral, em soluções flexíveis, resilientes e com capacidades de reserva e encaixe reforçadas. As estratégias de concepção de sistemas de águas residuais em zonas costeiras incluem, em regra, e dependendo do tipo de sistema e da orografia e ocupação, uma das seguintes soluções:

a) No caso de sistemas unitários ou mistos - instalação de descarregadores a “meia-encosta” (ou seja, localizados aproximadamente na zona limítrofe de influência de maré), e construção de redes separativas a jusante ou então, em alternativa, caso as condições orográficas sejam desfavoráveis, instalação de válvulas de maré com controlo de caudal a montante, junto das secções de descarga dos colectores – é o que se verifica, em regra, em vários locais da cidade de Lisboa.

b) No caso de sistemas separativos - instalação de descarregadores de recurso, acima da cota de maré máxima, ou, se as condições orográficas forem muito desfavoráveis, instalações elevatórias com colectores de recurso com válvula de maré – é o que se verifica no sistema pluvial da Costa da Caparica.

Para melhor ilustrar os principais desafios de drenagem de águas residuais em zonas costeiras, bem como correspondentes soluções, são apresentados os casos de estudo de frentes de drenagem de águas residuais da cidade de Lisboa, em execução, geridos pela SIMTEJO, Sistema Multimunicipal do Tejo e Trancão S.A., e os casos de estudo das frentes

de drenagem de águas residuais e pluviais da Costa da Caparica, geridos pelos Serviços Municipalizados de Água e Saneamento (SMAS) de Almada.

O sistema de drenagem de águas residuais da cidade de Lisboa é diversificado e complexo. Constituem características que contribuem para essa complexidade a existência de diversos núcleos de redes separativas, pseudo-separativas e unitárias, que confinam umas com as outras, a existência de redes malhadas e "pseudo-malhadas", a existência de colectores e infraestruturas de idades e materiais de construção distintos, a influência das marés, e a existência de áreas contributivas dos concelhos vizinhos de Amadora, Oeiras e Odivelas (Matos *et al.*, 2008).

O sistema de saneamento de Lisboa dispõe de descarregadores e interceptores, destinados a desviar os efluentes domésticos das redes unitárias e conduzi-los para o sistema em "alta" (*descarregadores de ligação*); descarregadores a montante de infraestruturas especiais, como instalações elevatórias e sifões invertidos, que funcionam como *descarregadores de segurança*, e descarregadores que só entram em operação a partir de certo limite, para "aliviar" a rede e serem evitadas inundações superficiais (*descarregadores de tempestade ou de alívio*).

Recentemente começaram a ser previstos sistemas de controlo de caudal (de tubo curto, válvulas "meia-lua" ou com válvula do tipo vórtice, por vezes associados a câmaras de válvulas de maré) nos descarregadores de ligação aos sistemas interceptores da SIMTEJO, S.A.

No caso da frente de drenagem de águas residuais Largo do Chafariz de Dentro-Terreiro do Paço-Cais do Sodré-Alcântara, e uma vez que as condições orográficas são desfavoráveis, o controlo de afluências ao sistema interceptor é concretizado, em regra, a partir de câmaras de válvulas de maré com desvio de caudal a montante. Em algumas zonas desta frente de drenagem, nomeadamente no Largo do Chafariz de Dentro, essa opção resultou também da elevada dificuldade em executar câmaras de desvio e de controlo de caudal a "meia encosta", nos colectores unitários, dadas as condições de ocupação urbana, com vias de comunicação muito estreitas, junto de edificações - optou-se assim por uma "filosofia" de intervenção baseada na instalação de câmaras de válvulas de maré nas zonas baixas, com maior acessibilidade e facilidade de construção.

No caso da parte correspondente à frente de drenagem complementar Cais do Sodré-Alcântara, apenas se prevê a reabilitação dos descarregadores existentes, a fim de que interceptem os efluentes domésticos transportados pelos colectores unitários de montante (de forma controlada, por intermédio de câmaras de regulação de caudal).

Os descarregadores são usualmente utilizados em sistemas de drenagem unitários ou pseudo-separativos. A sua função é desviar os caudais pluviais, posteriormente conduzidos para sistemas de drenagem "separativos". No entanto, por vezes, e por razões de segurança, estes órgãos são colocados em sistemas de drenagem concebidos para funcionarem de forma separativa, a montante de estações de tratamento ou de instalações elevatórias. A sua função, nestes casos, é garantir que não afluem, a jusante, caudais superiores aos de dimensionamento daqueles órgãos do sistema.

A principal função das válvulas de regulação de caudal é controlar eficazmente os caudais interceptados em tempo de chuva, pelo que é comum serem dimensionadas de forma a permitir a passagem de uma a três vezes o caudal de ponta de tempo seco. Deste modo, apenas são descarregados para os meios receptores, em tempo de chuva, efluentes domésticos suficientemente diluídos.

Existem essencialmente dois tipos de reguladores de caudal capazes de garantir eficazmente caudais efluentes aproximadamente constantes, independentemente das condições de carga hidráulica a montante: válvulas do tipo vórtice e válvulas do tipo "flutuador". A selecção do tipo de regulador depende das características da instalação, nomeadamente do caudal e da carga hidráulica a montante esperados (Matias *et al.*, 2006).

A escolha do tipo de válvula depende das características de cada instalação. As válvulas do tipo vórtice são geralmente aplicadas em sistemas com cargas hidráulicas inferiores a 2 m e quando não é necessário um controlo rigoroso do caudal efluente. As válvulas do tipo flutuador, mais dispendiosas, podem operar até cargas hidráulicas da ordem de 4 m, tendo a capacidade de regular caudais efluentes praticamente constantes, independentemente das condições hidrodinâmicas a montante.

Na Figura 1 apresentam-se exemplos de curvas características (caudal *versus* altura da massa líquida) de válvulas do tipo vórtice (esquerda) e do tipo flutuador (direita). Como se pode verificar, para elevados valores de altura da massa líquida, o caudal descarregado é praticamente semelhante ao que se verifica para pequenas alturas de escoamento.

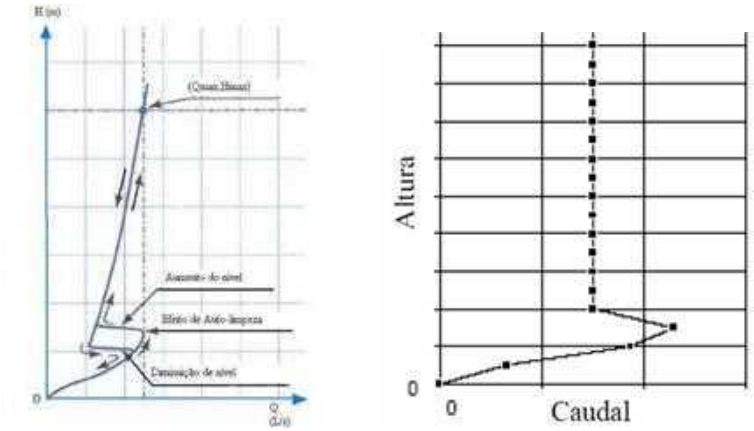


Figura 1. Representação da curva característica de uma válvula do tipo vórtice (esquerda) e do tipo flutuador (direita).

Observando as curvas características das válvulas, verifica-se que com o aumento da altura de água, tem lugar um intervalo onde se pode verificar a descarga de caudais superiores ao limite teoricamente desejado. Este evento, que pode ser eliminado nas válvulas do tipo flutuador, apresenta, no entanto, a vantagem de promover condições de auto-limpeza e o arrastamento de sedimentos. Na Figura 2 ilustram-se exemplos destes equipamentos, instalados em câmara seca.



Figura 2. Válvula de regulação de caudal do tipo vórtice (esquerda) e flutuador (direita).

Outra vantagem que estes equipamentos oferecem, consiste no facto de se poderem ajustar os caudais de descarga *in situ,* sendo que não se necessita de disponibilidade de energia eléctrica.

No caso de Almada o sistema de saneamento é fundamentalmente separativo, incluindo várias estações elevatórias. O sistema de drenagem pluvial da Costa da Caparica, apresenta uma configuração bastante particular, dado que se desenvolve, em grande parte, abaixo do nível médio das águas do mar e compreende uma diversidade significativa de infraestruturas distintas, que interagem entre si, incluindo colectores enterrados, valas a céu aberto, desarenadores e uma estação elevatória final (estação elevatória do Torrão).

A estação elevatória pluvial do Torrão inclui um sistema de "by-pass" gravítico, que entra em operação em condições excepcionais de afluência de caudal ou em caso de interrupção prolongada de energia eléctrica. Este sistema inclui uma válvula de maré de batente. Uma das vantagens importantes da instalação elevatória é também evitar que os níveis de água da maré se propaguem para montante, criando regolfos de elevação indesejáveis na Vala «B» e nos colectores existentes.

2 CARACTERIZAÇÃO GERAL DOS CASOS DE ESTUDO

2.1 Caracterização sumária do sistema interceptor de águas residuais da cidade de Lisboa – frente baixa de Alcântara

A bacia de drenagem servida pela ETAR de Alcântara compreende uma "Zona Alta" e uma "Zona Baixa". Os caudais provenientes da parte norte da cidade de Lisboa e de parte do concelho da Amadora, a denominada "Zona Alta", afluem à ETAR a partir do Caneiro de Alcântara, que corresponde a uma antiga ribeira posteriormente canalizada, responsável pelo transporte não só das águas residuais afluentes, mas também de uma componente significativa de caudais pluviais. A drenagem da parte sul da cidade, denominada por "Zona Baixa", é realizada através de um sistema interceptor que transporta os caudais para a instalação elevatória EE3, sendo a partir daí bombeados até à ETAR.

O Sistema Interceptor de águas residuais da cidade de Lisboa apresentará, a curto prazo e na "Zona Baixa", as seguintes três frentes de drenagem afluentes à ETAR de Alcântara:

- Frente de drenagem Algés-Alcântara.

- Frente de drenagem Cais do Sodré-Alcântara.
- Frente de drenagem Largo do Chafariz de Dentro-Terreiro do Paço-Alcântara.

A rede de colectores e interceptores que constitui o sistema de águas residuais de Lisboa apresenta, na sua maioria, trechos unitários, embora também existam trechos pseudo-separativos e redes separativas. A diversidade de infraestruturas que o sistema integra, tais como descarregadores e interceptores (destinados a desviar os efluentes domésticos das redes unitárias e conduzi-los ao sistema), instalações elevatórias, condutas elevatórias, sifões invertidos e válvulas de maré, contribui para a elevada complexidade do Sistema.

Na situação actual, afluem à ETAR de Alcântara duas frentes de drenagem da "Zona Baixa" da cidade: Algés-Alcântara e Cais do Sodré-Alcântara. A frente que se desenvolve entre o Largo do Chafariz de Dentro e o Terreiro do Paço, e que se prolonga pelo Cais do Sodré até Alcântara, e que ligará igualmente à EE3, encontra-se em fase final de construção.

Na Figura 3 apresenta-se, esquematicamente, a delimitação das três principais frentes de drenagem pertencentes à Zona Baixa do Sistema Interceptor de águas residuais de Lisboa, apresentando-se, na Figura 4, as principais bacias das frentes de drenagem Largo do Chafariz de Dentro-Terreiro do Paço-Alcântara e Cais do Sodré-Alcântara que servem, no conjunto, uma bacia de drenagem com cerca de 12.1 km^2.



Figura 3. Delimitação das bacias das três principais frentes de drenagem do Sistema Interceptor de águas residuais de Lisboa – frente de Alcântara (Zona Baixa).



Figura 4. Delimitação das principais bacias pluviais das frentes de drenagem Largo do Chafariz de Dentro**-**Terreiro do Paço**-**Alcântara e Cais do Sodré**-**Alcântara.

2.2 Caracterização sumária do sistema de drenagem de águas residuais da Costa da Caparica – Torrão – Trafaria, em Almada

No Concelho de Almada, podem distinguir-se quatro principais subsistemas de drenagem de águas residuais, em função do destino final:

- O subsistema da Caparica-Trafaria (ou sistema do Portinho da Costa) serve, fundamentalmente, parte da freguesia da Costa da Caparica e freguesia da Trafaria.
- O subsistema de Almada-Cova da Piedade (ou sistema Mutela) serve os núcleos mais populosos do Concelho, a cidade de Almada e a Cova da Piedade.
- O subsistema da Quinta da Bomba serve simultaneamente parte dos Concelhos de Almada e do Seixal, numa proporção aproximada de 75% e de 25%, incluindo povoações como Corroios, Sobreda, Vale Figueira e Aroeira.
- O subsistema de Vale Deão, de muito menor dimensão, em termos de população servida.

Na Figura 5, apresenta-se, esquematicamente, a delimitação dos subsistemas.



Figura 5. Delimitação de subsistemas de saneamento no concelho de Almada.

No que se refere à população residente, prevê-se que no Ano 30 (2030) as populações servidas por cada um dos maiores subsistemas sejam, respectivamente, de cerca de 86 000 hab, 63 000 hab e 80 000 hab.

3 DADOS BASE

3.1 Frente de drenagem Largo do Chafariz de Dentro-Terreiro do Paço-Alcântara

Foram adoptadas as estimativas de população e das capitações efectuadas no âmbito do "*Estudo de enquadramento global do sistema*" integrado no "*Projecto dos Interceptores do Largo do Chafariz de Dentro-Terreiro do Paço e Terreiro do Paço-Cais do Sodré e respectivos interceptores nos colectores unitários*" (HIDRA, 2007[a]), tendo em consideração o previsto na Fase A do Plano Geral de Drenagem de Lisboa (PGDL) (CHIRON, ENGIDRO, HIDRA, 2005). Os valores apresentam-se no Quadro 1.

Quadro 1. Estimativas da evolução populacional e capitações por bacia, na área de atendimento.

Bacia	Pop. Total [hab]			Capitação [l/hab.dia]					
				Dom.			Com., Ind. e Serv.		
	2007	2025	2045	2007	2025	2045	2007	2025	2045
E	14 840	15 395	15 645	123	116	116	44		
F	7 795	8 090	8 220				127		
G	4 125	4 280	4 350				90		
H	23 755	24 640	25 035				84		
I	5 730	5 945	6 035				162		
J	17 710	18 375	18 670				447		
L	59 520	61 745	62 735				88		
M1	7 975	8 275	8 405				52		
KJL	960	1 000	1 015				644		
KM	370	380	385				489		
KFGHI	4 475	4 635	4 715				345		
Total	**147 255**	**152 760**	**155 210**						

A diferença das capitações equivalentes nas várias bacias decorre, em grande medida, da proporção de cada tipo de consumo (doméstico, comercial, industrial e serviços) em cada bacia. Os valores foram determinados atendendo às capitações de água admitidas no âmbito do Plano Geral de Abastecimento da Cidade (EPAL) e considerando um factor de afluência constante de 0,80.

O caudal de ponta em tempo seco foi determinado seguindo o disposto no Artº. 125º do Decreto Regulamentar 23/95, de 23 de Agosto, relativo ao cálculo de factores de ponta, e considerando um valor máximo de 5. No Quadro 2 apresentam-se os caudais de projecto, por bacia da área de atendimento, incluindo a seguinte informação: caudais médios domésticos e de comércio, industria e serviços, factores de ponta, caudais de ponta, o dobro dos caudais de ponta e duas vezes o caudal de ponta de tempo seco (excluindo a parcela de infiltração, que já de si contribui para a diluição dos efluentes da zona a atender).

Quadro 2. Estimativa de caudais em tempo seco por bacia.

Bacia	2007							2045						
	Q_{mdDOM} [L/s]	Q_{mdCIS} [L/s]	$Q_{méd\_inf}$ [L/s]	$F_{pt\ DOM}$ [-]	Q_{ponta} [L/s]	2xQ_{ponta} [L/s]	2x$Q_{ponta\ TS}$ [L/s]	Q_{mdDOM} [L/s]	Q_{mdCIS} [L/s]	$Q_{méd\_inf}$ [L/s]	$F_{pt\ DOM}$ [-]	Q_{ponta} [L/s]	2xQ_{ponta} [L/s]	2x$Q_{ponta\ TS}$ [L/s]
E	21.2	7.5	14.8	2.0	76.0	151.9	122.3	21.0	7.5	14.7	2.0	75.2	150.3	120.9
F	11.1	11.5	7.8	2.2	55.0	110.0	94.4	11.0	11.5	7.7	2.2	54.5	109.1	93.6
G	5.9	4.3	4.1	2.4	29.2	58.5	50.2	5.8	4.3	4.1	2.4	28.9	57.7	49.6
H	33.9	23.0	23.7	1.9	133.8	267.5	220.1	33.6	23.0	23.5	1.9	132.7	265.5	218.4
I	8.2	10.8	5.7	2.3	49.8	99.5	88.1	8.1	10.8	5.7	2.3	49.3	98.7	87.3
J	25.3	91.6	17.7	2.0	250.1	500.1	464.8	25.1	91.6	17.5	1.9	249.3	498.5	463.4
L	84.9	60.8	59.4	1.7	329.2	658.3	539.5	84.2	60.8	59.0	1.7	327.1	654.1	536.2
M1	11.4	4.8	8.0	2.2	42.3	84.7	68.7	11.3	4.8	7.9	2.2	41.9	83.8	68.0
KJL	1.4	7.2	1.0	3.4	20.0	39.9	38.0	1.4	7.2	1.0	3.4	19.9	39.7	37.8
KM	0.5	2.1	0.4	4.6	6.9	13.8	13.1	0.5	2.1	0.4	4.6	6.9	13.7	13.0
KFGHI	6.4	17.9	4.5	2.4	66.8	133.6	124.7	6.3	17.9	4.4	2.4	66.3	132.5	123.6

A estimativa dos caudais em tempo húmido foi efectuada recorrendo ao Método Racional Generalizado, apresentando-se no Quadro 3 os caudais pluviais por bacia, para os períodos de retorno de 2 e 10 anos. Adicionalmente, determinaram-se os caudais pluviais para precipitações mais frequentes, que em média ocorrem 15 vezes por ano (I=5 mm/h).

Quadro 3. Caudais pluviais por bacia da área de atendimento (T = 2 e 10 anos).

Bacia	Área total [km^2]	Área imperm. [%]	C_1 [-]	Incl. terreno [%]	ti tinicial [min]	Comp. troço [m]	tp tpercurso [min]	tc tconcent. [min]	T = 2 anos		T = 10 anos		I = 5 mm/h
									I [mm/h]	Qpluv [m^3/s]	I [mm/h]	Qpluv [m^3/s]	Qpluv [m^3/s]
Dcs8_E	0.55	70%	0.73	5.8%	7.5	1750	14.58	22.08	34.33	3.80	52.77	5.85	0.55
Dcs8a_E	0.31	85%	0.83	5.3%	7.5	550	4.58	12.08	47.22	3.44	70.87	5.17	0.36
F	0.55	50%	0.63	6.5%	7.5	1270	10.58	18.08	38.15	3.67	58.19	5.60	0.48
Dcs4a_G	0.17	80%	0.83	11.1%	5.0	840	7.00	12.00	47.40	1.91	71.11	2.87	0.20
Dcs4_G	0.17	80%	0.80	5.4%	7.5	1940	16.17	23.67	33.09	1.23	51.01	1.90	0.19
H	1.76	70%	0.78	8.8%	5.0	1250	10.42	15.42	41.51	15.89	62.91	24.08	1.91
I	0.30	90%	0.88	7.1%	7.5	1110	9.25	16.75	39.73	2.87	60.41	4.37	0.36
J	2.51	80%	0.80	4.0%	7.5	3140	26.17	33.67	27.46	15.31	42.94	23.94	2.79
L	3.47	90%	0.87	2.3%	7.5	4100	34.17	41.67	24.53	20.60	38.69	32.48	4.20
M1	0.46	85%	0.86	11.1%	5.0	780	6.50	11.50	48.48	5.38	72.61	8.06	0.56
KJL	0.30	90%	0.86	0.9%	10.0	730	6.08	16.08	40.60	2.88	61.62	4.37	0.35
KM	0.14	90%	0.86	-0.3%	10.0	375	3.13	13.13	45.20	1.50	68.06	2.26	0.17

3.2 Sistema de drenagem de águas residuais da Costa da Caparica-Torrão-Trafaria

Foram adoptadas as estimativas de população e das capitações efectuadas no âmbito do Plano Geral de Drenagem de Almada (HIDRA, 2010). No que se refere às capitações, os valores foram fixados tendo em conta o Documento de Enquadramento Estratégico elaborado em 2009 pelos Serviços Municipalizados de Água e Saneamento de Almada (QREN 2007-2013) de 180 l/hab/dia para o ano 2001 e 206 l/hab/dia para os anos 2010 a 2040. A evolução populacional apresenta-se no Quadro 4.

Quadro 4. Evolução da população. Período de Verão e Inverno.

Bacia	Pop. TOTAL [hab]									
	2001	2010	2020	2030	2040	2001	2010	2020	2030	2040
Subsistema do Portinho da Costa										
Período de Verão						Período de Inverno				
Caparica	85 280	91 625	64 665	71 400	78 875	36 715	43 060	50 210	56 945	64 420
Trafaria	10 995	11 135	11 220	11 170	11 005	7 720	7 860	7 945	7 895	7 730
Norte	11 695	12 250	12 720	12 925	12 980	9 440	9 995	10 465	10 670	10 730
Total	**107 965**	**115 000**	**88 600**	**95 490**	**102 855**	**53 875**	**60 910**	**68 620**	**75 505**	**82 875**

(1) Inclui parques de campismo

Os caudais foram determinados considerando dois períodos distintos: período de Verão, para o qual se considerou um aumento significativo da população (população flutuante) e menores caudais de infiltração e período de Inverno, para o qual se considerou não existir população flutuante relevante.

Assim, para 2010, considerou-se que o caudal de infiltração correspondia a 50% do caudal médio de tempo seco no período de Verão e, para o período de Inverno, considerou-se que o caudal de infiltração correspondia a cerca de duas vezes o caudal de infiltração de Verão, Quadro 5.

Quadro 5. Caudais estimados. Período Verão e Inverno**.**

Bacia	Q_{TOTAL} [m³/dia]					Q_{TOTAL} [m³/dia]				
	2001	2010	2020	2030	2040	2001	2010	2020	2030	2040
Subsistema do Portinho da Costa										
Período de Verão						Período de Inverno				
Caparica	15 881	19 371	13 321	14 708	16 248	14 824	18 645	10 938	12 326	13 866
Trafaria	2 374	2 752	2 311	2 300	2 267	2 694	3 129	1 772	1 761	1 727
Norte	2 486	2 976	2 620	2 662	2 673	2 926	3 513	2 249	2 291	2 302
Total	**20 742**	**25 099**	**18 251**	**19 670**	**21 188**	**20 445**	**25 287**	**14 958**	**16 377**	**17 895**

(1) Inclui parques de campismo

4 DESCRIÇÃO DAS INFRAESTRUTURAS EXISTENTES E PROJECTADAS

4.1 Caso de estudo da cidade de Lisboa

Os principais problemas de funcionamento das frentes de drenagem Cais do Sodré-Alcântara e Largo do Chafariz de Dentro-Terreiro do Paço-Alcântara são os seguintes:

- algumas bacias “unitárias” não estão a ser adequadamente interceptadas (devido a descarregadores mal construídos ou inexistentes), o que se traduz na descarga directa

para o meio receptor de grande parte dos caudais domésticos gerados nas respectivas sub-bacias de drenagem, mesmo em tempo seco;

- entradas de maré, na zona baixa da cidade, que condicionam o comportamento do sistema em termos de riscos de assoreamento, inundações e impacte na ETAR;
- problemas de funcionamento dos sistemas elevatórios;

Para a resolução dos problemas de transporte das frentes de drenagem referidas, conjugam-se diversos tipos de dificuldades, designadamente:

- elevado número de infraestruturas não cadastradas ou cadastradas deficientemente (colectores domésticos e pluviais antigos, condutas de água e gás e cabos de electricidade);
- dimensão das infraestruturas, que se cruzam entre si e ocupam espaço significativo no subsolo, tornando praticamente inviáveis ou dificultando bastante algumas soluções gravíticas de transporte;
- magnitude dos caudais transportados, mesmo em tempo seco (superiores a 1 m^3/s, a jusante do Terreiro do Paço);
- magnitude dos caudais pluviais, por ocasião de precipitações (atingindo, frequentemente, valores de 3 a 30 m^3/s, ou até superiores, para um período de retorno de 10 anos);
- dificuldade e morosidade nos processos de autorização e de licenciamento de infraestruturas não enterradas, assim como a execução de trabalhos de campo, em determinados locais.

A frente de drenagem Largo do Chafariz de Dentro-Terreiro do Paço-Alcântara encontra-se actualmente em fase de obra, estando concluída a construção na zona da Praça do Comércio.

Na Figura 6 apresenta-se, esquematicamente, o futuro sistema interceptor que se desenvolverá desde o Largo do Chafariz de Dentro até ao Terreiro do Paço, e daí até à EE3 localizada em Alcântara.

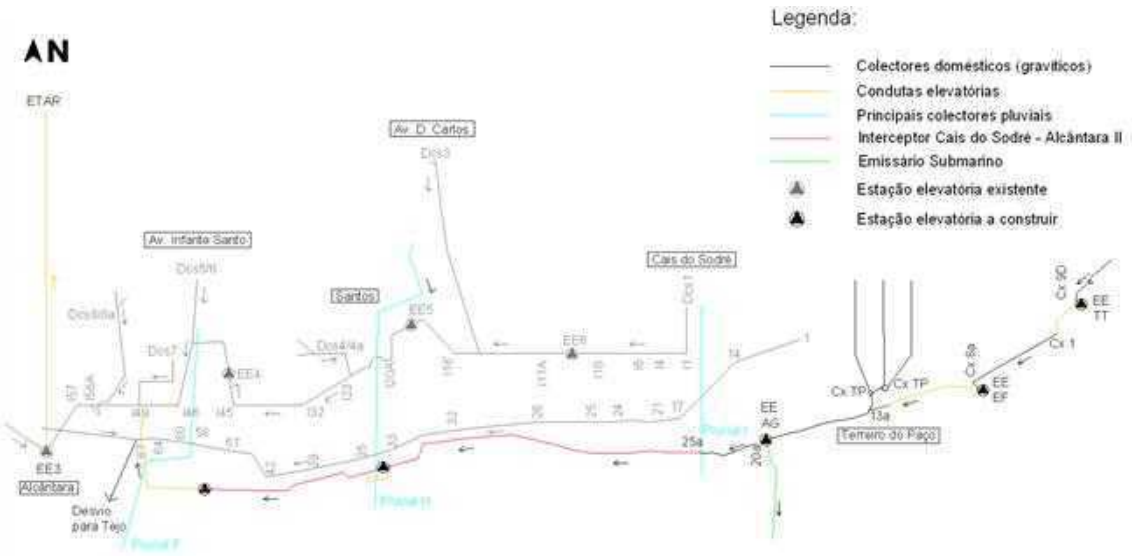


Figura 6. Representação esquemática, em planta, do futuro sistema interceptor Largo do Chafariz de Dentro-Terreiro do Paço-Alcântara.

Tendo em consideração o carácter unitário do sistema, a solução global projectada baseou-se, fundamentalmente, na intercepção dos caudais de tempo seco em câmaras de betão armado dotadas de equipamento de controlo dos caudais, nomeadamente válvulas do tipo flutuador ou similar. Nos locais em que os colectores a interceptar apresentavam cotas de soleira reduzidas (ou seja, inferiores a cerca de 2,30 m), estando assim sob o efeito de maré, foi também necessário dispor de válvulas de maré, para impedirem a afluência à rede de águas estuarinas, para qualquer situação de maré.

As infraestruturas foram projectadas de forma a poderem transportar cerca de duas vezes o caudal de ponta de tempo seco – deste modo, será enviado para tratamento, para além do caudal doméstico, uma parte do caudal pluvial mais poluído, de “limpeza” correspondente ao início dos eventos de precipitação

Resumidamente, a frente de drenagem Largo do Chafariz de Dentro-Terreiro do Paço-Alcântara incluirá as seguintes componentes principais apresentadas no Quadro 6:

Quadro 6. Componentes principais do sistema de drenagem Largo do Chafariz de Dentro-Terreiro do Paço-Alcântara.

Trecho Largo do Chafariz de Dentro – Terreiro do Paço (HIDRA, 2006, 2008[a], 2009[b])
Duas estações elevatórias (Terreiro do Trigo (110 l/s), Estação Fluvial (130 l/s)).
Válvula de controlo de caudal na entrada da EE do Terreiro do Trigo.
Câmara de válvula de maré com desvio e controlo de caudal a montante da Estação Fluvial.
Interceptor circular (incluindo condutas elevatórias, colectores gravíticos e colectores em pressão) de diâmetro variável, compreendido entre DN300 e DN1200 mm.

Trecho Terreiro do Paço – Cais do Sodré (HIDRA, 2008[b], 2009[c])
Duas câmaras para instalação de válvulas de maré e válvulas de controlo de caudal no Terreiro do Paço.
Estação elevatória das Agências (2200 l/s).
Emissário submarino, para descarga de parte dos caudais elevados e de emergência.

Trecho Cais do Sodré - Alcântara (HIDRA, 2009[d])
Duas estações elevatórias (de Santos (EE20) e de Rocha Conde de Óbidos (EE19), (1100 l/s))
Interceptor gravítico de 1200 mm de diâmetro, com declive da ordem de 1‰, numa extensão de 2100 m.
Conduta elevatória, DN 1000 e DN 900, numa extensão aproximada de 450 m a jusante da (EE19).
Travessia entre a Rua de Cintura do Porto de Lisboa e Av. 24 de Julho executada pelo método de perfuração horizontal, com cravação de tubagem DN 1500 numa extensão de cerca de 60 m.

Na Figura 7, apresentam-se exemplos de fotografias tiradas na fase de obra (Matias *et al.*, 2009).





Figura 7. Fotografias na fase de obra no Terreiro do Paço.

Através da simulação do comportamento hidráulico do sistema por aplicação do programa MOUSE (MOdeling Urban SEwers), desenvolvido pelo Danish Hydraulic Institut), procedeu-se à avaliação do desempenho do mesmo, em condições dinâmicas, em cenários de tempo seco e de tempo húmido. Verificou-se que para os cenários simulados o interceptor Terreiro do Paço-Cais de Sodré-Alcântara , desde o Terreiro do Paço até à EE 19 (Quadro 6), possui capacidade de armazenamento e transporte suficientes para fazer face às afluências de tempo seco, não ocorrendo descargas de excedentes no meio receptor para caudais até duas vezes o caudal de ponta de tempo seco. Já para o caso de interrupção de funcionamento das estações elevatórias, os elevados caudais afluentes ao sistema provocam, naturalmente, descargas de excedentes no meio receptor, não se prevendo, no entanto, inundações de superfície.

O interceptor que constitui a frente de drenagem complementar, Cais do Sodré-Alcântara, tem início no Cais do Sodré, prolongando-se pela Av. 24 de Julho até à estação elevatória EE3, onde os caudais são bombeados para a ETAR de Alcântara.

Na Figura 8 apresenta-se esquematicamente o sistema interceptor Cais do Sodré-Alcântara que inclui, designadamente, as seguintes componentes principais:

- interceptor, de diâmetro variável, entre 500 e 1200 mm de diâmetro;
- três instalações elevatórias, enterradas, dispondo de 1+1 ou 2+1 grupos electrobomba (sendo um de reserva);
- doze descarregadores de desvio para o sistema interceptor e diversos colectores secundários, de diâmetros variáveis entre 300 e 800 mm.

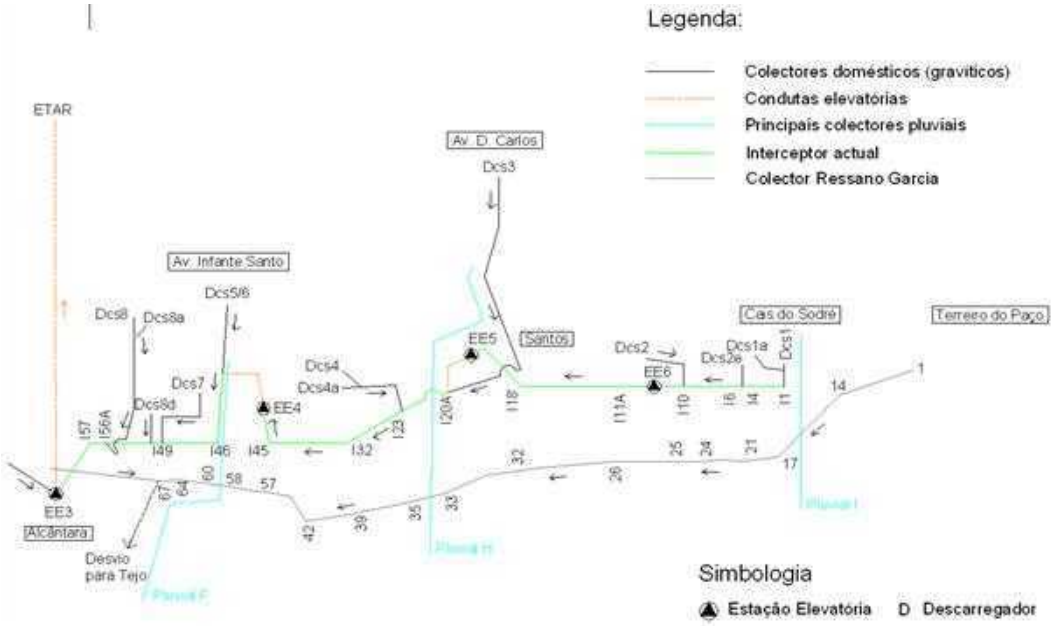


Figura 8. Representação esquemática, em planta, do sistema interceptor Cais do Sodré-Alcântara.

Devido à existência de descarregadores com comportamento deficiente, ou mal localizados, verifica-se a descarga directa para o meio receptor de grande parte dos caudais domésticos gerados nas sub-bacias de drenagem, mesmo em tempo seco. Esta situação está actualmente em vias de ser resolvida e controlada.

A solução adoptada preconiza a reabilitação dos descarregadores , a fim de que interceptem os efluentes domésticos transportados pelos colectores unitários de montante (de forma controlada, por intermédio de câmaras de regulação de caudal), conduzindo-os aos colectores separativos domésticos existentes, que afluem ao interceptor gerido pela SIMTEJO, (HIDRA, 2007[b]).

Através da simulação do comportamento hidráulico do sistema por aplicação do programa MOUSE, procedeu-se também à avaliação do respectivo desempenho, em condições dinâmicas, para tempo seco e tempo húmido. As várias medidas de optimização previstas, nomeadamente em termos de cotas de crista dos vários descarregadores permitirão reduzir

praticamente a zero, em tempo seco, o volume de água residual descarregado directamente no meio receptor e maximizar o volume armazenado no sistema.

4.2 Caso de estudo dos sistemas de drenagem de águas residuais e pluviais da Costa da Caparica-Torrão-Trafaria, em Almada

O sistema de transporte de águas residuais da Costa da Caparica-Torrão-Trafaria inclui as freguesias de Costa da Caparica, Trafaria, Caparica (nomeadamente, os lugares de Funchalinho, Capuchos, Pêra e Vila Nova da Caparica) e Charneca da Caparica (nomeadamente, os lugares de Charneca da Caparica e Vale Cavala).

O sistema actual é constituído pelas três seguintes interceptores principais:

- Emissário da Caparica (ga), que tem início em Vale Cavala prolongando-se até à Estação Elevatória do Torrão (EEb).
- Emissário do Torrão-Trafaria (gb), que se desenvolve desde a conduta elevatória da Estação Elevatória do Torrão (EEb) até ao Túnel Trafaria-Portinho da Costa.
- Emissário da Trafaria (gc), que tem início no Funchalinho e desenvolve-se ao longo da linha de vale até ao emissário do Torrão, interceptando este antes da entrada no Túnel do Torrão.

O sistema integra, também, duas estações elevatórias principais: a Estação Elevatória da Caparica (EEa), localizada na Quinta de Santo António, e a Estação Elevatória do Torrão (EEb), localizada no lugar homónimo. Entre as diferentes infraestruturas que compõe o sistema destaca-se, ainda, o Túnel de Vale Cavala (ga3-ga4), e o sifão sob as tubagens da NATO, localizado junto da EE do Torrão.

Embora o sistema de águas residuais de Caparica-Torrão-Trafaria tenha sido concebido para funcionar de forma separativa, é relevante o número de ligações domésticas e pluviais trocadas, algumas delas cadastradas pelos SMAS de Almada. É muito significativo o caudal pluvial afluente ao sistema, por ocorrência de precipitação.

Na Figura 9 apresenta-se esquematicamente o sistema Caparica-Torrão-Trafaria, incluindo principais emissários, estações elevatórias e ETAR do Portinho da Costa.

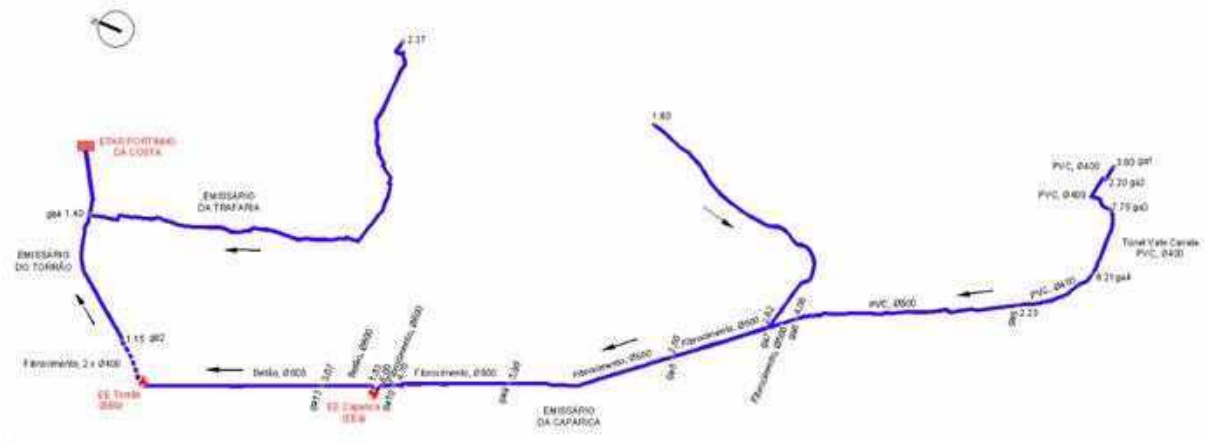


Figura 9. Representação esquemática do sistema de saneamento actual da Caparica-Torrão-Trafaria.

De acordo com os resultados apresentados no PGDAlmada (HIDRA, 2010) e no "Estudo Prévio de Drenagem Doméstica e Pluvial da Costa da Caparica – Frente de Drenagem Caparica-Trafaria" (HIDRA, 2008[c]) verifica-se que os principais problemas de funcionamento do sistema da Caparica-Torrão-Trafaria são os seguintes:

- Falta de capacidade hidráulica de transporte do emissário da Caparica (ga) - eventual entrada em pressão de alguns troços, especialmente no período de Inverno.
- Problemas estruturais relevantes nos emissários da Caparica (ga) e Torrão-Trafaria (gb).
- O emissário da Trafaria encontra-se a atingir o limite do período de "vida útil".
- Afluência indevida de água de infiltração e de águas pluviais.
- Funcionamento dos Sistemas elevatórios EEa e EEb no limite das respectivas capacidades.
- A EEb atingiu o horizonte de projecto em termos de construção civil, e o horizonte de projecto, no que respeita aos equipamentos e instalações eléctricas.

As soluções propostas tiveram em conta condicionantes diversas, nomeadamente o facto do emissário da Caparica (ga) se desenvolver ao longo da Av. Afonso Albuquerque e da Estrada Florestal, as principais vias de comunicação de acesso à vila da Costa da Caparica, e a profundidades, em regra, superiores a 4,0 m, constituindo uma dificuldade adicional à intervenção no emissário. Foi igualmente tido em consideração o facto de o emissário possuir pequenas inclinações, podendo inviabilizar algumas técnicas de reabilitação de colectores.

Outra condicionante relevante a ter em conta, refere-se ao projecto da ciclovia da Trafaria-Costa da Caparica. A implantação da ciclovia sobrepõe-se, em algumas zonas, ao traçado do colector.

Assim, a solução de reabilitação do sistema existente inclui, resumidamente:

- **Construção de novo emissário e sistemas elevatórios** com 2750 m de extensão e dois sistemas elevatórios, ambos dimensionados para um caudal de ponta de cerca de 185 l/s.

- **Substituição do emissário ga, entre EEa e EEb**, por colector de maior dimensão, numa extensão aproximada de 1 770 m.
- **Substituição do emissário gb, entre EEb e túnel Trafaria-Portinho da Costa**, numa extensão aproximada de 2 230 m.
- **Ampliação da estação elevatória EEb** – esta infraestrutura deverá ser dimensionada para um caudal de ponta de 366 l/s e uma altura manométrica de cerca de 19.0 m.
- **Reabilitação da estação elevatória EEa** – eventual construção de uma nova EE no mesmo local, dimensionada para o caudal de ponta de cerca de 162 l/s.

No que se refere ao sistema pluvial da Costa da Caparica, verifica-se que os terrenos apresentam uma folga muito pequena em relação à cota da máxima preia-mar de águas vivas (MPMAV). De facto, grande parte dos arruamentos na Costa da Caparica encontram-se a cotas pouco superiores à MPMAV (frequentemente a menos de 1 m).

O sistema de drenagem de águas pluviais da Costa da Caparica inclui um Colector Principal (correspondente à cobertura da Vala A) que se desenvolve, com inclinação reduzida, no sentido Norte-Sul ao longo da "Alameda Atlântica" (Avenida D. Sebastião e Av. Afonso Albuquerque) desde o Bairro do Campo da Bola até à EE do Torrão. O Colector Principal recebe as águas provenientes de grande parte da rede de colectores pluviais da Costa da Caparica. Destaca-se, ainda, a ligação de três desarenadores (E1, E2, E3) que interceptam o caudal gerado nas bacias pluviais que se desenvolvem a leste, a maior altitude, e com menor ocupação urbana..

O sistema de drenagem de águas pluviais da Costa da Caparica dispõe ainda de uma vala de drenagem a céu aberto, a designada Vala B. Esta desenvolve-se igualmente no sentido Norte-Sul, com inclinações muito reduzidas (cerca de 0,0005 m/m, inferiores às do colector principal).

O colector principal e a Vala B afluem à EE Pluvial do Torrão, que eleva o efluente para descarga no estuário do rio Tejo. Na Figura 10 representa-se, esquematicamente, o sistema de drenagem existente.

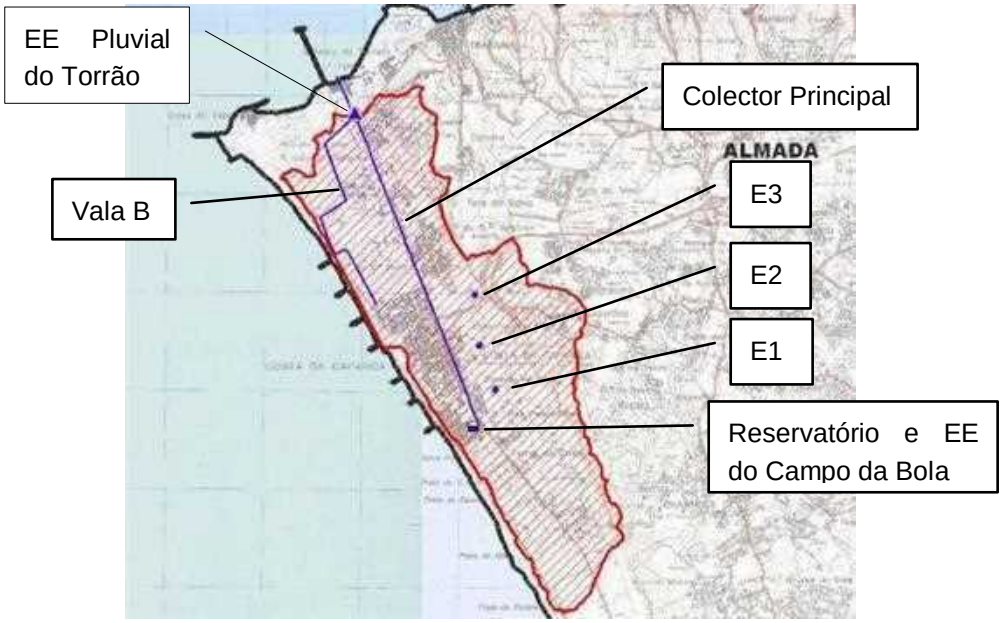


Figura 10. Representação esquemática da bacia pluvial e das principais infraestruturas do sistema de drenagem de águas pluviais da Costa da Caparica HIDRA (2009[a]).

A inclinação média do colector principal, cerca de 0,001 m/m, garante condições de auto-limpeza resultando, no entanto, na necessidade de bombagem dos caudais pluviais, a jusante, antes da descarga para o mar. Com efeito, a cota de soleira no trecho final do Colector Principal é de -2,19 m, bastante abaixo do nível médio das águas do mar. A solução adoptada apresenta vantagens em relação à solução inicial de vala superficial, sem inclinação, por onde entravam ciclicamente as marés, com implicações em termos de assoreamento e riscos de regolfos de elevação nos colectores do sistema pluvial.

A estação elevatória pluvial do Torrão foi construída em consequência da necessidade de bombear os caudais transportados pelo colector principal, correspondente à canalização da"antiga" vala A.

A estação elevatória do Torrão dispõe de quatro grupos electrobomba de eixo helicoidal (1 grupo elevatório com velocidade variável e caudal de projecto de 200 l/s, e três grupos elevatórios de velocidade constante, de cerca de 1000 l/s) com altura manométrica máxima de 5 m.c.a, para fazer face aos caudais de ponta para um período de retorno de 25 anos. A capacidade de elevação da Estação Elevatória é de cerca de 3,2 m^3/s.

A EE inclui um sistema de "by-pass" gravítico, que entra em operação em condições excepcionais de afluência de caudal, ou no caso de interrupção prolongada de fornecimento de energia eléctrica. Este sistema garante a descarga dos efluentes pluviais por intermédio de uma válvula de maré de batente de 1800 mm de diâmetro. Na Figura 11 apresenta-se uma fotografia do poço de bombagem, onde se visualiza o sistema de "by-pass" gravítico.

Uma das vantagens importantes da instalação elevatória consiste também em evitar que os níveis de água da maré se propaguem para montante, criando regolfos de elevação na Vala «B» e nos colectores pluviais, e que estão implantados a baixas cotas.



Figura 11. EE Pluvial do Torrão – Descarga de recurso.

A modelação matemática efectuada, recorrendo ao programa SWMM (StormWater Management Model), permitiu efectuar o diagnóstico do comportamento do sistema face a diferentes cenários de precipitação. Da modelação dinâmica para precipitação de período de retorno de 10 anos, concluiu-se que o caudal pluvial de ponta afluente à EE Pluvial do Torrão é cerca de 1,5 vezes superior à capacidade máxima de elevação desta infraestrutura. Consequentemente, o aumento do nível no poço de bombagem reflecte-se progressivamente nas condições do escoamento no Colector Principal e na Vala B. Verifica-se, no instante mais desfavorável, que o escoamento no colector se processa sob pressão em quase toda a extensão, ocorrendo extravasamentos pelas câmaras de visita localizadas nas zonas de menor cota. A vala B dispõe, em regra, de capacidade de transporte para fazer face aos caudais pluviais afluentes. Não obstante a vala B apresentar uma capacidade de transporte muito limitada, bastante inferior à do colector principal, possui um papel fundamental no comportamento do sistema de drenagem pluvial da Costa da Caparica, porque, em situações críticas de afluência de caudais que excedam a capacidade de bombagem da EE do Torrão, serve de reservatório, acomodando temporariamente esses caudais excedentários, sem inundações dos terrenos vizinhos.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste artigo apresentam-se estratégias e soluções de concepção de sistemas urbanos de águas residuais em zonas costeiras.

Em zonas costeiras, assumem especial relevância as variações dos níveis de maré. Essas variações atingem, em Portugal Continental, frequentemente, mais de 3 metros, e têm lugar em número reduzido de horas (cerca de 6 h). Nessas situações, e em especial no caso de terraplenos e zonas costeiras muito planas, como se verificam em zonas da cidade de Lisboa ou na Costa da Caparica, no concelho de Almada, assumem risco acrescido as inundações de superfície, a descarga de efluentes poluídos para os meios receptores e a entrada de águas salobras no interior de sistemas interceptores.

As estratégias de concepção de sistemas de águas residuais em zonas costeiras incluem, em regra, e dependendo do tipo de sistema e da orografia, uma das seguintes opções:

a) No caso de sistemas unitários ou mistos - instalação de descarregadores a “meia-encosta” (ou seja, localizados aproximadamente na zona limítrofe de influência de maré) e

construção de redes separativas a jusante ou então, em alternativa, caso as condições orográficas sejam desfavoráveis, instalação de válvulas de maré com controlo de caudal a montante, junto das secções de descarga dos colectores – é o que se verifica, em regra, em vários locais da cidade de Lisboa.

b) No caso de sistemas separativos - instalação de descarregadores de recurso, acima da cota de maré máxima ou, se as condições orográficas forem muito desfavoráveis, recurso a instalações elevatórias com colectores de descarga com válvula de maré – é o que se verifica no sistema pluvial da Costa da Caparica.

Para melhor ilustrar os principais desafios da drenagem urbana em zonas costeiras, bem como as correspondentes soluções, foram apresentados os casos de estudo de frentes de drenagem de águas residuais em Lisboa, em execução, geridos pela SIMTEJO, S.A., e o caso de estudo (redes separativas) das frentes de drenagem de águas residuais e pluviais da Costa da Caparica, geridos pelos SMAS de Almada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CHIRON, ENGIDRO, HIDRA (2005). *Plano Geral de Drenagem de Lisboa - Fase A.*

HIDRA (2010). *Plano Geral de Drenagem de Almada.*

HIDRA (2009[a]). *Ante-projecto da Lagoa da Vala "B" da Costa da Caparica.*

HIDRA (2009[b]). *Intervenções da Rua do Terreiro do Trigo até ao Largo do Terreiro do Trigo alteração de infraestruturas no projecto da empreitada de execução de "Intervenções do Largo do Chafariz de Dentro até à Estação Fluvial".*

HIDRA (2009[c]). *Sistema elevatório das agências e emissários associados da frente de drenagem Terreiro do Paço – Cais do Sodré - sistema interceptor Terreiro do Paço – Agências – Cais do Sodré e sistema elevatório das Agências.*

HIDRA (2009[d]). *Estudos e projectos da frente de drenagem Cais do Sodré - Alcântara – Interceptor Cais do Sodré – Alcântara (II) - frente de drenagem Cais do Sodré - Alcântara – Interceptor Cais do Sodré - Alcântara (II).*

HIDRA (2008[a]). *Projecto dos interceptores do Largo do Chafariz de Dentro - Terreiro do Paço e Terreiro do Paço - Cais do Sodré e respectivos interceptores nos colectores unitários - Intervenções do Largo do Chafariz de Dentro até à estação elevatória da estação fluvial.*

HIDRA (2008[b]). *Projecto dos interceptores do Largo do Chafariz de Dentro - Terreiro do Paço e Terreiro do Paço - Cais do Sodré e respectivos interceptores nos colectores unitários - Sistema de intercepção e câmaras de válvulas de maré do Terreiro do Paço.*

(HIDRA, 2008[c]). *Estudo Prévio de Drenagem Doméstica e Pluvial da Costa da Caparica – Frente de Drenagem Caparica-Trafaria*"

HIDRA (2007[a]). *Estudo de enquadramento global do sistema*" integrado no "*Projecto dos Interceptores do Largo do Chafariz de Dentro - Terreiro do Paço e Terreiro do Paço - Cais do Sodré e respectivos interceptores nos colectores unitários.*

HIDRA (2007[b]). *Estudos e projectos da frente de drenagem Cais do Sodré-Alcântara – Interceptor Cais do Sodré e colector Ressano Garcia - Frente de drenagem Cais do Sodré – Alcântara – Interceptor Cais do Sodré e colector Ressano Garcia.*

HIDRA (2006). *Projecto dos interceptores do Largo do Chafariz de Dentro - Terreiro do Paço e Terreiro do Paço - Cais do Sodré e respectivos interceptores nos colectores unitários - Sistema elevatório e câmara de válvulas de maré da estação fluvial.*

Matias, N.; Sousa, V.; Póvoa, P.; Catarino, L.; Frazão, A.; Matos, J. (2009). Sistema Interceptor de Águas Residuais da Cidade de Lisboa – As Intervenções no Terreiro do Paço. *In ENEG.* Lisboa.

Matias, N.; Ferreira, F.; Matos; J.S.; Teles, S. (2006). Controlo de Descargas em Sistemas de Drenagem Urbana. *In 12º EnaSB.* Cascais.

Matos, J.S.; Ferreira, F.; Monteiro, A.; Matias, N.; Marques, R.; Póvoa, P. (2008). Perspectiva Histórica e Evolução do Saneamento de Águas Residuais na Cidade de Lisboa. *In VIII Seminário Ibero-Americano (SEREA)*. Lisboa.

Oliveira, R.P. e Matos, J.S. (2008). Impactos das alterações climáticas nos sistemas de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais. Estratégias de adaptação. *In 13º Encontro Nacional de Saneamento Básico*. Lisboa. pp.1-9.

Serviços Municipalizados de Água e Saneamento de Almada (2009). *Documento de Enquadramento Estratégico (QREN 2007-2013)*.

ESTRATÉGIAS PARA UMA PRODUÇÃO SUSTENTÁVEL NO SECTOR VITIVINÍCOLA

Margarida OLIVEIRA (1,2); Elizabeth DUARTE (1)
[1] Instituto Superior de Agronomia, Universidade Técnica de Lisboa, Tapada da Ajuda, 1349-017 Lisboa, Portugal.
[2] Escola Superior Agrária de Santarém, Instituto Politécnico de Santarém, Quinta do Galinheiro, Apartado 310 – 2001-904 – Santarém.
E-mail: margoliveira@isa.utl.pt

O sector vitivinícola tem vindo a enfrentar, nos últimos anos, novos desafios no sentido de conciliar o desenvolvimento económico e a preservação da qualidade do ambiente. O presente trabalho baseia-se em estudos desenvolvidos durante quatro anos, em três adegas do País, localizadas em diferentes regiões, e de diferente dimensão. Durante este período, foram efectuadas recolhas de amostras de água de processo e de água residual, nas diversas fases de laboração, vindima, primeira trasfega, segunda trasfega, engarrafamento. Estas amostras foram caracterizadas em termos físicos, químicos e microbiológicos. Em algumas adegas, foi avaliada a qualidade da água residual tratada e efectuados ensaios preliminares de fitotoxicidade, baseados na germinação de *Lepidium sativum*. Foi ainda efectuado um levantamento de todos os procedimentos existentes na adega, em particular as castas laboradas, os seus quantitativos, matérias subsidiárias, instalação de contadores de água, entre outros. A compilação destes dados permitiu a elaboração de um plano estratégico adaptado à problemática ambiental do sector tendo como base um diagnóstico consistente validado ao longo dos diferentes anos de estudos.

Os resultados do trabalho desenvolvido permitem apresentar um conjunto de recomendações que têm como finalidade a implementação de um plano estratégico de gestão de resíduos no sector vitivinícola. Este documento facilitará o cumprimento da legislação ambiental vigente e permitirá um potencial crescimento associado à preservação ambiental, criando o conceito de "produção sustentável" no sector vinícola.

Palavras-chave:
Água residual de adegas, reutilização de água residual, sustentabilidade sector vitivinícola

1- INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, o sector vitivinícola tem sido alvo de uma pressão crescente para optimizar a gestão da água e dos recursos e simultaneamente para minimizar ao impactes ambientais associados à actividade. O sistema de indicadores de desenvolvimento sustentado pretende promover, entre outras, a utilização eficiente da água, garantindo a protecção dos recursos hídricos, a curto, médio e longo prazo. Neste sentido, é essencial garantir uma elevada eficiência do seu uso, ao que deve corresponder uma opção estratégica na política portuguesa de gestão de recursos hídricos.

A água residual gerada durante a produção é considerada como um dos maiores impactes ambientais associados à actividade das adegas (Duarte *et al*., 2004; Eusébio *et al*., 2005). A sua monitorização e utilização racional devem ser tida em consideração num modelo de crescimento sustentado. Estas águas residuais são de carácter sazonal e variabilidade temporal, o que constitui um problema grave na selecção do tratamento mais adequado, apresentam ainda valores elevados de carência bioquímica de oxigénio (CBO), matéria orgânica e condutividade eléctrica (Oliveira *et al*., 2009). O período mais crítico corresponde à época das vindimas (Keyser *et al*., 2003), mas a fase de trasfegas, filtração e engarrafamento também originam efluentes passíveis de serem tratados (Tofflemire, 1972; Duarte *et al*., 1997; Petruccioli *et al*., 2000; Eusébio *et al*., 2004).

As águas residuais provenientes das unidades vinícolas são frequentemente descarregadas no meio receptor natural sem tratamento prévio, contribuindo para a poluição dos recursos hídricos. Em Portugal, muitas adegas descarregam as águas residuais directamente no meio receptor natural, apenas 17% têm licenciamento ambiental, 5% têm licença de descarga para o colector municipal e 7% para o meio receptor natural (MAOTDR, 2007). Os problemas ambientais causados por estes efluentes provêm de componentes da uva, do mosto, das borras e do vinho e são originados em operações de lavagem (Petruccioli *et al*., 2002; Eusébio *et al*., 2004; Artiga *et al*., 2005).

Os estudos desenvolvidos nesta área revelam que os sistemas de tratamento implementados estão por optimizar, devido à deficiente transferência de oxigénio no sistema biológico aeróbio, à elevada área exigida para a respectiva instalação, à necessidade de inoculação constante de biomassa (Coetzee *et al.,* 2004), gerando frequentemente elevados custos de investimento e operacionais (Eusébio *et al*., 2005, Oliveira *et al*., 2009). O estudo de processos alternativos é essencial para aumentar a eficiência do tratamento e mitigar os efeitos das descargas destes

efluentes no meio receptor natural.

Durante a selecção da melhor tecnologia disponível, para o tratamento destas águas residuais, é importante ter em consideração o destino final da água residual. Em Portugal, o sector agrícola apresenta o maior consumo de água (87%), seguido pelo sector urbano (8%) e finalmente o sector industrial (5%) (MAOTDR, 2001). Neste sentido, a procura de novas fontes de água tem vindo a aumentar, existindo um crescente interesse em águas residuais tratadas, como fonte suplementar de irrigação (Ryder *et al*., 2004). Em regiões com escassez de água, existe um benefício económico quando o efluente tratado é utilizado em rega. Portanto, para uma utilização segura da água tratada, é necessário ter em consideração vários aspectos, nomeadamente, a composição da água residual tratada (Bustamante *et al*. 2004). Outro factor importante é o custo apropriado deste tipo de águas pois, um valor baixo pode originar ineficiência de utilização de água e a percepção de que se trata de um recurso económico e ilimitado (Mekala *et al*., 2008).

2- MATERIAL E MÉTODOS

2.1- Regulamentação

A Organização Mundial de Saúde publicou um guia para a utilização segura das águas residuais na agricultura (WHO, 2006). Este guia é muito amplo e não responde directamente às preocupações do sector vitivinícola, uma vez que muitos dos parâmetros considerados não se aplicam a este tipo de águas residuais (por exemplo, metais pesados, microrganismos patogénicos e a carga orgânica). Além disso, a maioria dos guias publicados, a nível europeu, para a reutilização de águas residuais na rega incluem, principalmente, os parâmetros microbiológicos pois, refere-se à reutilização das águas residuais domésticas (Brissaud, 2008). Os parâmetros microbiológicos são muito importantes do ponto de vista da saúde pública, mas só fazem sentido em sistemas de tratamento que recebem efluentes domésticos. As adegas que pretendem reutilizar as águas residuais tratadas em rega devem tratar as águas residuais domésticas separadamente ou descarrega-las no colector municipal. Além disso, as análises físico-químicas, podem ser insuficientes para fornecer o potencial risco ecológico, uma vez que não permitem uma avaliação de possíveis efeitos combinados dos diferentes contaminantes misturados entre si, nem determinar a sua biodisponibilidade. Os bioensaios, são, portanto, recomendados para a avaliação de risco ecológico em solos ou noutras matrizes, podendo atenuar estas limitações, (Gestel van et al. 2001; Fjällborg et al., 2005).

Desde 1996, Marecos do Monte mencionou a necessidade de estabelecer orientações

europeias para a reutilização de águas residuais. Em Portugal, a legislação (DL n º 236/98, Anexo XVI) proporciona uma qualidade de água para irrigação, baseada em concentrações de parâmetros tais como, metais pesados, o teor de sais, sólidos suspensos, azoto, cloretos e sulfatos, pH, dois parâmetros microbiológicos (coliformes fecais e ovos de parasitas intestinais), entre outros. Como esta legislação não é específica para a reutilização de águas residuais tratadas, os parâmetros indicadores de matéria orgânica, como o CQO ou CBO, não são referidos. A fim de regulamentar a utilização de águas residuais tratadas na irrigação, foi publicado uma Norma Portuguesa, em 2005 (NP 4434). No entanto, esta Norma refere-se, apenas, à reutilização de águas residuais domésticas, estipulando quatro classes de qualidade da água, com base nos parâmetros microbiológicos. Nesse sentido, as águas residuais, sem microrganismos fecais, mas contendo outros contaminantes não estão devidamente regulamentadas.

Alguns países com elevadas preocupações ambientais publicaram orientações para a gestão de resíduos e águas residuais nas adegas. Entre eles está a África do Sul e Austrália (EPA, 2004; van Schoor,2005).

2.2- Descrição dos estudos de caso

O presente estudo decorreu em três adegas do País, localizadas em diferentes regiões, e de diferente dimensão. Uma das adegas fica localizada na Casa Agrícola Quinta da Casa Boa, situada em Runa, Região da Estremadura, é de pequena/média dimensão, vinificando anualmente cerca de 150 000 kg de uva tinta. A segunda adega fica na Companhia das Lezírias - Catapereiro, Região do Ribatejo, é de média dimensão, processando anualmente cerca de 400 000 kg de uva branca e tinta. A terceira adega fica situada na Região do Baixo Alentejo, Beja, processando anualmente cerca de 500 000 kg de uva branca e tinta.

2.3- Diagnóstico

A caracterização do sector vinícola deve ser o primeiro passo para o desenvolvimento de uma estratégia de produção sustentável, visando a gestão das águas residuais. Com a finalidade de dar resposta à maioria das adegas nacionais, foi necessário efectuar uma avaliação global em adegas com diferentes características e dimensões, e localizadas em regiões distintas. Neste sentido, os estudos foram desenvolvidos durante quatro anos, com ciclos de produção completos (vindima, desencuba, trasfega e engarrafamento). Inicialmente, foram identificadas as origens de água, bem como os seus usos e identificadas as redes de drenagem de água

residual; foram avaliados os dispositivos de lavagem de cubas e pavimentos. Com a finalidade de conhecer os diferentes fluxos de água residual gerados durante o processo foram instalados contadores e foram recolhidas amostras de água de processo e residual, para análise laboratorial. Esta avaliação foi efectuada através da determinação de diversos parâmetros tais como pH, condutividade eléctrica, oxigénio dissolvido, carência química de oxigénio (CQO), carência bioquímica de oxigénio (CBO), azoto total, fósforo total, sólidos suspensos, detergentes aniónicos. Neste diagnóstico, também foi identificada a envolvência da adega, para se poder avaliar o destino das águas residuais, nomeadamente, a existência de colectores municipais, a área regada, o tipo de estruturas e área disponível, entre outras.

3- RESULTADOS E DISCUSSÃO

A análise aprofundada dos dados recolhidos, nas adegas objecto de estudo, permitiu identificar os problemas ambientais mais importantes no sector e estabelecer algumas linhas estratégicas para uma produção sustentável. As adegas mesmo utilizando processos de produção semelhantes diferem em tamanho, em procedimentos e nas estratégias de gestão, influenciando, assim, as características das águas residuais. Por outro lado, o tipo de operações e o período de laboração também influem na qualidade do efluente, normalmente, a água residual com maior concentração de poluentes é originada durante a vindima e na primeira trasfega. No entanto, se os sólidos da segunda trasfega não forem removidos, o grau de contaminação poderá ser muito elevado, atingindo valores de CQO de cerca de 500 kgm^{-3}. Outra importante linha orientadora que deve ser implementada pelo sector vinícola é a redução do consumo de água, o que se traduz numa redução da quantidade de água residual produzida. Uma vez que, o custo de tratamento/armazenamento da água residual aumenta com o aumento do volume (e carga), é importante que para além da redução da carga poluente, haja uma redução da quantidade de água a tratar. Uma forma de alcançar estes objectivos é através da implementação de medidas de gestão interna para o uso eficiente da água que são sintetizadas no Quadro 1.

As modificações em práticas e procedimentos no interior da adega sugeridas, podem originar melhorias na qualidade da água residual. Estas modificações devem estar em consonância com o relatório europeu relativo ás melhores tecnologias disponíveis EC (2006) mas, por outro lado, devem ser adaptadas à realidade nacional.

Quadro 1: Medidas para a redução do volume e da carga poluente em águas residuais vinícolas

Medida	**Efeito**
Colector separativo	A incorporação das águas pluviais no sistema de tratamento obriga à existência de reactores sobredimensionados.
Reutilização de águas residuais tratadas	As águas residuais tratadas deverão ser incorporadas no sistema de rega.
Contadores	A instalação de contadores permite o controlo do consumo de água. Quando possível dever-se-á monitorizar, igualmente, a produção de água residual.
Reutilizar soluções de lavagem	As soluções contendo KOH, utilizadas para a dissolução dos bitartaratos, devem ser reutilizadas até serem eficientes. Esta água não deve ser descarregada para o sistema de tratamento de águas residuais, deve ser reciclada para recuperação de ácido tartárico.
Reduzir a carência química de oxigénio (CQO) da água residual	A utilização de um tamizador com uma malha de 0,5-1,0 mm, reduz o teor de sólidos suspensos na água residual. A eficiência de remoção de CQO é tanto maior quanto menor for o período de contacto entre os sólidos e a água residual. Substituição do ácido cítrico por ácido fosfórico.
Minimização do uso de soluções alcalinas na adega	Esta medida tem efeito directo na CE, podendo atingir-se valores compatíveis com a reutilização da água residual em rega. A substituição dos produtos de limpeza e desinfecção por ozono, permite também a redução do CQO. Em simultâneo esta estratégia apresenta benefícios na qualidade do vinho, uma vez que elimina a formação de TCA (tricloroanisol), responsáveis por aromas defeituosos no vinho.
Eliminar a estabilização tartárica a frio	Benefício directo no consumo de energia; de água; de reagentes e diminuição da poluição da água residual. A alternativa consiste na aplicação de electrodiálise.
Não efectuar o tratamento conjunto das águas residuais vinícolas e domésticas, se o objectivo for a reutilização da água residual para rega. A junção das duas redes origina a contaminação das águas residuais vinícolas com bactérias, vírus e parasitas, obrigando a uma etapa de desinfecção do efluente da ETARI.	

Embora em Portugal não exista legislação sobre o limite máximo de CBO permitido de águas residuais para a irrigação, este parâmetro é muito importante para evitar alterações nas propriedades do solo (EPA, 2004). Segundo a Organização Mundial da Saúde (OMS) o teor de matéria orgânica a ser aplicada na irrigação, através da reutilização de águas residuais, não deve exceder 500 mgL^{-1}, expressa em CBO_5. O documento também afirma que a aplicação de

águas residuais urbanas contendo uma CBO_5 entre 110-400 mg L^{-1}, pode ser benéfico para as culturas (WHO, 2006).

Contudo, uma análise físico-química da água residual pode ser insuficiente para fornecer o potencial risco ecológico. Pelo que, é aconselhável a realização de bioensaios, tais como os ensaios de germinação de *Lepidium sativum*, a fim de estimar a adequação das águas residuais tratadas para irrigação. Este bioensaio é considerando como um procedimento *standard* para avaliar o possível comportamento das culturas perante uma água contendo contaminantes. Os resultados obtidos nestes bioensaios, sugerem a aptidão de águas residuais vinícolas tratadas em relação à irrigação de culturas, minimizando assim o consumo de água (Oliveira *et al*., 2009). Por outro lado, como a necessidade de água de uma cultura é superior ao volume de águas residuais tratada disponível, estes efluentes podem ser utilizados como uma fonte adicional de água.

CONCLUSÕES

Os resultados obtidos durante o período de estudo permitem inferir algumas linhas orientadoras tais como:

- as adegas deveriam ser impulsionadas para efectuarem uma gestão ambiental responsável e implementarem estratégias de produção mais limpa, que assegurem uma utilização mínima de produtos químicos e garantam uma utilização racional de água.
- as adegas devem garantir uma reutilização da água residual, ou em rega, ou noutros fins.
- O uso eficiente da água, abrangendo a componente de reutilização, conduz a outros benefícios intangíveis, tais como, a melhoria da imagem da indústria, através da optimização da utilização dos recursos e, assim, contribuindo para a sustentabilidade da actividade.

AGRADECIMENTOS

Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) – PhD grant SFRH/BD/31653/2006

Ás três adegas pela possibilidade de realizar o presente estudo e por toda a colaboração prestada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Brissaud, F. (2008). Criteria for water recycling and reuse in the Mediterranean countries. Desalination **218**, 24-33.

Bustamante M.A., Paredes C., Moral R., Moreno-Caselles J., Pérez-Espinosa A. and Pérez-Murcia M.D. (2004). Uses of winery and distillery effluents in agriculture: Characterisation of nutrients and hazardous components. In: *Proceedings of the 3rd International Specialised Conference on Sustainable Viticulture and Winery Wastes Management*, Barcelona, 285-292.

Duarte E., (1997). Martins M., Carvalho E., Costa S., Spranger I. (1997). In: *Proceedings International Symposium Vine and Wine*, China ,1-5.

Duarte E., Reis I.B. and Martins M. (2004). Implementation of an environmental management plan towards the global quality concept – A challenge to the winery sector. In: *Proceedings of the 3rd International Specialised Conference on Sustainable Viticulture and Winery Wastes Management*, Barcelona, 23-30.

EPA – Environment Protection Authority (2004). Guidelines for Wineries and Distilleries, Ed. EPA South Autralia, 20 pp.

Eusébio A., Mateus M., Baeta-Hall L., Almeida-Vara E. and Duarte J.C. (2005). Microflora evaluation of two agro-industrial effluents treated by the JACTO jet-loop type reactor system. Water Science and Technology **51** (1), 107-112.

Fjällborg B, Ahlberg G, Nilsson E and Dave G. (2005). Identification of metal toxicity in sewage sludge leachate. Environment International **31** (1), 25–31.

MAOTDR – Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional (2007). Estratégia Nacional para os Efluentes Agro-Pecuários e Agro-Industriais – ENEAPAI. Ed. Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, ENEAPAI, Lisboa, 174 pp.

MAOTDR - Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional (2001). Plano Nacional de Uso Eficiente Água. PNUEA. Ed. Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional. PNUEA, Lisboa, 206 pp.

Marecos do Monte, M.H.F., Angelakis, A.N. and Asano, T. (1996). Necessity and basis for establishment of European guidelines for reclaimed wastewater in the Mediterranean region. Water Science and Technology, 33, 303-316.

Mekala, G.D., Davidson, B., Samad, M., Boland, A. (2008). A Framework for efficient wastewater treatment and recyling systems, Working paper 129, International Water Management Institute (IWMI), Australia.

Oliveira, M., Queda, C., Duarte, E. (2009). Aerobic Treatment of Winery Wastewater Aiming the Water Reuse. Water Science and Technology, 60:5, 1217-1223.

Ryder R.A. and Chrobak R.S. (2004). Water quality considerations in the use of domestic wastewater effluents in vineyard irrigation. In: *Proceedings of the 3rd International Specialised Conference on Sustainable Viticulture and Winery Wastes Management*, Barcelona, 307-308.

van Gestel C.A.M., van der Waarde J.J., Derksen J.G.M., van der Hoek E.E., Veul M.F.X.W., Bouwens S., Rusch B., Kronenburg R. and Stokman G.N.M. (2001). The use of acute and chronic bioassays to determine the ecological risk and bioremediation efficiency of oil-polluted soils. Environmental Toxicology and Chemistry **20** (7), 1438–1449.

van Schoor (2005). Guidelines for the management of wastewater and soil waste at existing wineries. Winetech Ed. South Africa, 37 pp.

WHO - World Health Organization (2006). Safe Use of Wastewater, Excreta and Greywater, Vol.II - Wastewater use in agriculture, Ed. WHO, 191 pp.

ESTUDO DA CONCENTRAÇÃO DE DQO E SÓLIDOS NO CONTEÚDO DE FOSSAS E TANQUES SÉPTICOS DE RESIDÊNCIAS DA CIDADE DE NATAL, BRASIL

Yannice T. C. SANTOS[1] , Cícero O. de ANDRADE NETO [2]; Maria P. D. INGUNZA [2]

RESUMO

O estudo teve como objetivo verificar as concentrações da DQO e das frações de sólidos do conteúdo de fossas e tanques sépticos de 24 residências unifamiliares, em amostras coletadas através de um amostrador de coluna. O grupo das fossas apresentou para DQO mediana maior (8.935 mgO_2/L) do que o dos tanques sépticos (7.543 mgO_2/L), inclusive valores máximos, que também foram aproximados, com 63.900 e 64.568 mgO_2/L para fossas e tanques, respectivamente. O grupo das fossas mostrou concentrações das frações de sólidos maiores do que o grupo dos tanques sépticos, e grande variabilidade entre os dados. Quanto aos sólidos sedimentáveis, a mediana das fossas foi de 263 mL/L e dos TS de 105mL/L. As maiores concentrações de DQO e sólidos nas fossas do que nos tanques sépticos se justificam porque: nas fossas os esgotos infiltram-se no solo e o lodo fica retido e, portanto, as frações de sólidos e DQO são mais elevadas, enquanto nos tanques sépticos parte da DQO particulada sai no efluente juntamente com a solúvel, sendo o material sedimentado em menor quantidade do que aquele que fica retido quando se trata da fossa.

Palavras-chave: esgotos, fossa, lodo, tanque séptico.

[1] Tecnóloga em Gestão Ambiental (IFCE), Mestre em Engenharia Sanitária pela Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Brasil. E-mail: yanzinha@yahoo.com.br
[2] Professor Associado da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Brasil. Programa de Pós-graduação em Engenharia Sanitária.

INTRODUÇÃO

A maior parte da cidade de Natal não conta com rede coletora de esgotos e utiliza as fossas e tanques sépticos para disposição dos efluentes domésticos.

Dicionários da língua portuguesa definem fossa da seguinte forma: 1) Cova, buraco, cavidade. 2) Cavidade mais ou menos larga e profunda no solo. 3) Cavidade subterrânea para depósito de imundícies. 4) Cavidade subterrânea onde se despejam dejetos. 5) Escavação igual à de um poço, para a qual se canalizam as dejeções e as águas servidas das habitações onde não há rede de esgoto.

A fossa popularmente utilizada em Natal, principalmente em habitações mais pobres, é um dispositivo simples para disposição dos despejos domiciliares, construído sob orientação técnica precária, geralmente sem fundo revestido e com laterais perfuradas, sem efluente, servindo para infiltração dos esgotos no solo arenoso.

Tanques sépticos comuns são estruturas de alvenaria de tijolos, ou de concreto, divididos em compartimentos no sentido horizontal (câmaras em séries), ou tanques de câmara única, que desempenham a função de reter por decantação sólidos presentes nos esgotos e propiciar a digestão desse material via metabolismo anaeróbio (ANDRADE NETO et al*.,* 1999). A NBR 7229, da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 1993) define tanque séptico como: uma unidade cilíndrica ou prismática retangular de fluxo horizontal para tratamento de esgotos por processos de sedimentação, flotação e digestão.

Os tanques sépticos reúnem, principalmente, os objetivos dos decantadores e digestores em uma mesma unidade, onde se realizam, simultaneamente, várias funções: decantação, sedimentação e flotação dos sólidos dos esgotos e desagregação e digestão dos sólidos sedimentados (lodo) e do material flutuante (escuma). Na verdade, são mais do que decantador e digestor associados, porque propiciam, também, o tratamento anaeróbio da fase líquida em escoamento, devido à mistura natural do lodo com os esgotos e ao tempo de detenção hidráulica bem maior que nos decantadores usuais, e acumulam, por longos períodos, o lodo digerido. (ANDRADE NETO *et al*.*,* 1999)

Ambas as tecnologias exigem baixos custos de implantação e operação, quando comparadas aos demais sistemas de disposição de esgotos, porém implicam em sérios problemas de contaminação do lençol freático por nitrato, pois tal utilização em larga escala compromete a qualidade da água do manancial subterrâneo quando é utilizado como fonte de abastecimento de água.

O que mais diferencia uma fossa de um tanque séptico é o fato de o tanque séptico ser uma unidade de tratamento de esgotos, com efluente a ter um destino final, que em sistemas de disposição local de esgotos geralmente é a infiltração no solo através de sumidouro ou valas de infiltração, enquanto a fossa é utilizada para disposição final dos esgotos (ANDREOLI et al., 2009).

É, portanto, de se esperar que a qualidade dos conteúdos de fossas e tanques sépticos sejam distintos, devido às diferenças funcionais dos reatores, principalmente, no tocante aos teores de sólidos e de matéria orgânica

OBJETIVO

Comparar as concentrações dos teores de sólidos totais (fixo e volátil), sólidos suspensos (fixo e volátil), sólidos sedimentáveis e DQO do conteúdo das fossas com o dos taques sépticos.

METODOLOGIA

Foram visitadas 24 residências unifamiliares, sendo 10 fossas e 14 tanques sépticos, com configurações variadas, e coletadas amostras do conteúdo destes sistemas.

A amostragem foi realizada através da introdução de um amostrador de coluna desenvolvido especificamente para a retirada de amostras que contemplasse uma coluna representativa, contendo parcelas proporcionais da massa líquida, da escuma e dos sedimentos presentes no interior dos tanques sépticos e fossas (Figura 01).



Figura 01: Partes do amostrador de coluna e sua utilização durante a amostragem em uma fossa residencial

As análises realizadas constam no Quadro 01, com suas respectivas metodologias e referências.

Quadro 01: Metodologias analíticas e referências.

Variável	Método	Referência
Sólidos Totais (mg/L) –ST	Gravimétrico - Secagem a 103-105°C	APHA et al, (1998)
Sólidos Suspensos Totais (mg/L) – SST	Gravimétrico – Filtração em membrana 0,45μm de poro - Secagem a 103-105°C	
Sólidos Sedimentáveis (mL/L) – SSed.	Visualização em Cone de Imhoff após 1 hora	
DQO (mgO_2/L)	Digestão por refluxação fechada	

RESULTADOS

Os tanques sépticos foram comumente encontrados em casas que pertenciam a conjuntos habitacionais, com habitação média por residência estimativa em uma família de cinco pessoas. Geralmente esse tanque é formado por duas câmaras em série com passagem de fluxo a 2/3 da altura na parede divisória, tanto por dois retângulos paralelos ou uma fresta que vai de uma lateral a outra do tanque. Contudo, foram identificados tanques com fenda de comunicação entre as câmaras no fundo do tanque, e outros erros graves de projeto e construção.

As fossas são usualmente construídas pelos próprios moradores, ou então por pedreiros contratados, geralmente sem critérios de dimensionamentos e construídos de forma precária e diferenciada, que não beneficia o tratamento do conteúdo, mas apenas a disposição dos efluentes domésticos.

O grupo das fossas mostrou concentrações das frações de sólidos maiores do que o grupo dos tanques sépticos e grande variabilidade entre os dados (Figura 02). As medianas (Figura 03) foram superiores em todas as frações quando comparadas ao TS, com destaque para ST (12.706 mg/L) e SST (7.649 mg/L) contra a ST (4.708 mg/L) e SST (3.307 mg/L). No que diz respeito aos sólidos sedimentáveis, a mediana das fossas foi de 263 e do TS de 105mL/L (Figura 04).

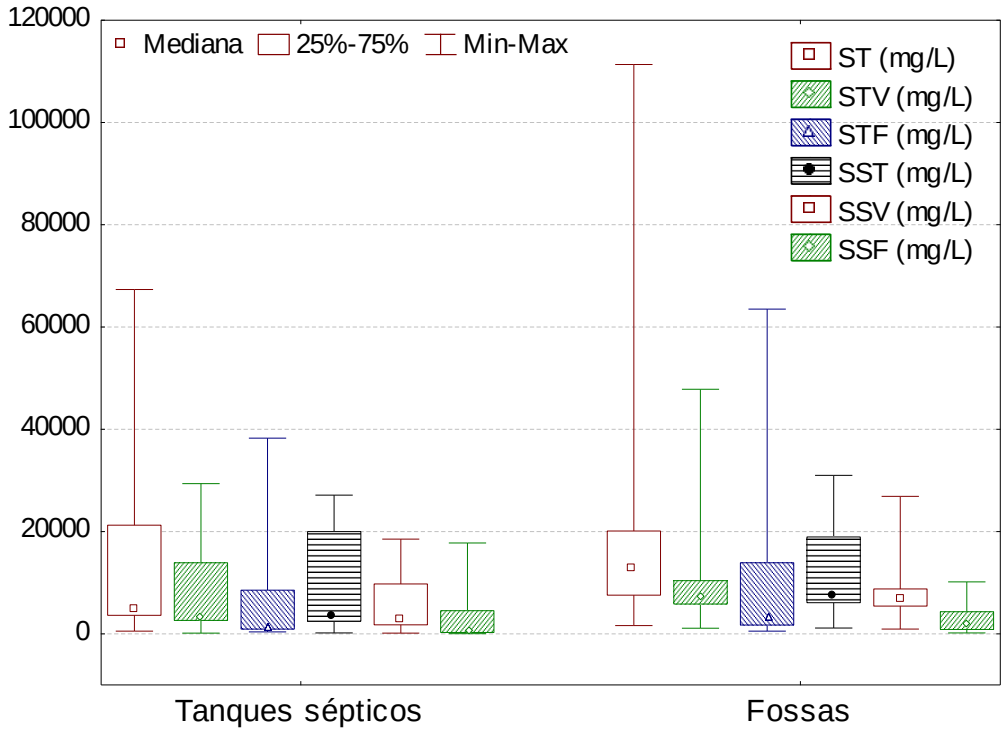


Figura 02: Gráfico Box-plot das concentrações das frações fixa e volátil, dos sólidos totais e suspensos nas amostras estudadas.

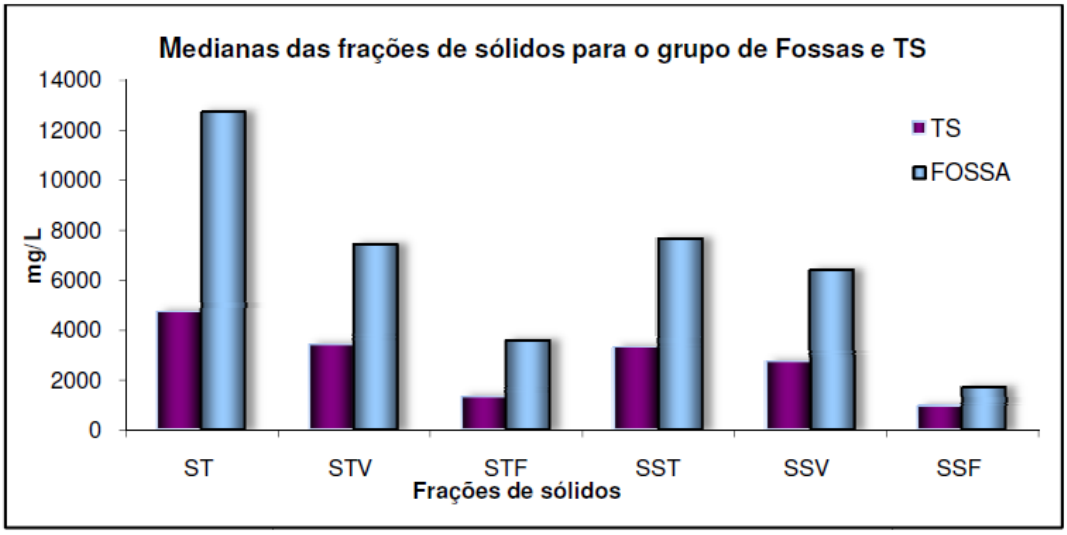


Figura 03: Medianas das concentrações das frações de sólidos.

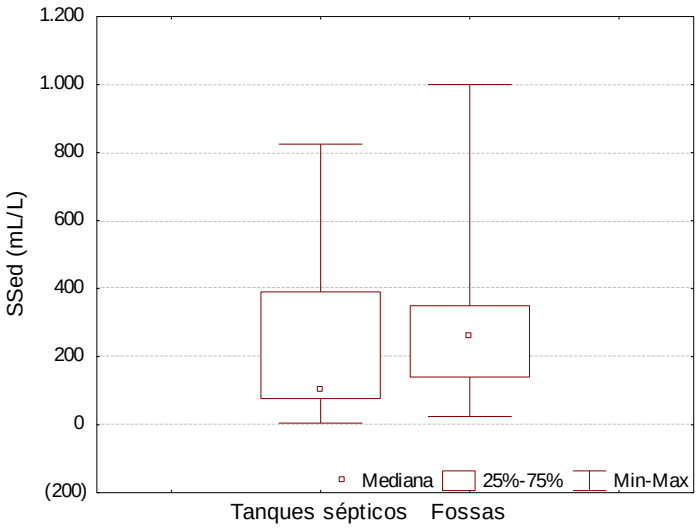


Figura 04: Gráfico Box-plot da concentração de sólidos sedimentáveis.

Tanto as fossas como os tanques sépticos são usualmente esgotados (remoção esporádica do conteúdo) em períodos de tempo longos, o que contribuiu para o acúmulo de sólidos no interior dos mesmos. Outro fato importante, é que apesar do longo período sem esgotamento, a fração volátil ainda predomina devido a contribuição contínua de matéria orgânica fresca.

No tocante a parte fixa, o tempo de digestão do lodo no interior da fossa é mais prolongado em relação ao tanque séptico, pois, como o esgoto vai infiltrando no solo ao longo dos anos, o esgotamento da fossa é prorrogado, enquanto que no tanque, ele tem que ser feitocom maior frequência. Portanto, quanto maior o tempo de esgotamento, maiores as porcentagens de material mineralizado.

Outro fator que deve influenciar é a composição do fundo da fossa, geralmente composta por areia, que poderá aumentar o teor de sólidos fixos, uma vez que o amostrador era empurrado até que a tampa fechasse a tubulação, atingiu-se verdadeiro fundo e camada mais compactada de areia misturada com lodo.

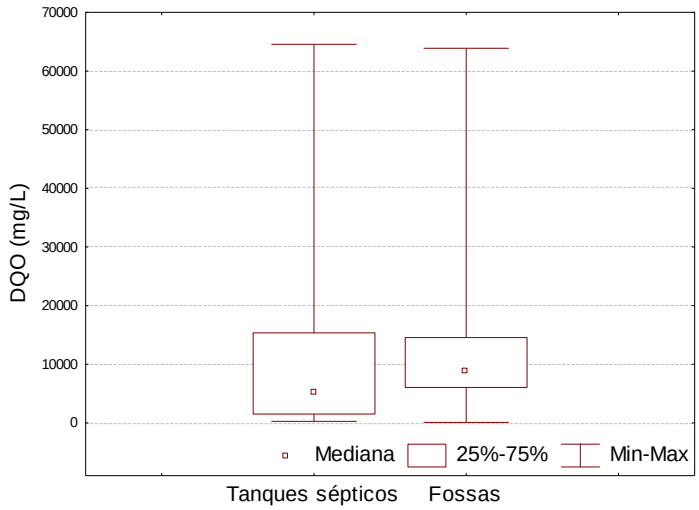
A DQO por sua vez acompanhou a tendência das demais variáveis. O grupo das fossas apresentou mediana maior (8.935 mgO_2/L) do que o TS (7.543 mgO_2/L). Neste caso, até os valores máximos foram aproximados, com 63.900 (residência de número 9) e 64.568 mgO_2/L (residência de número 3) para fossa e tanque, respectivamente. É válido lembrar que a residência nº3 estava cerca de 20 anos sem ser esgotada, e recebia efluentes exclusivamente dos vasos sanitários. E a residência 9 estava há 10 anos sem sofrer esgotamento e recebia esgotos provenientes da cozinha e sanitários.

O comportamento dos sólidos totais e sedimentáveis também é semelhante para a DQO, que permanece retida (pelo menos uma boa parte da fração particulada) dentro da fossa, e sendo a parte solúvel a principal forma de saída desses compostos no esgoto filtrado pelo fundo da fossa e paredes vazadas. Já no tanque séptico, a tendência da DQO é de sair no

efluente final, tanto a fração particulada como a solúvel, sendo o material que sedimentou bem menor do que aquele que fica retido quando se trata da fossa.

Outra característica comum foi a variação dos dados com valores máximos e mínimos distantes, além da diferença das medianas.

.



Quadro 04: Gráfico Box-plot para DQO.

Embora os gráficos Box-plots tenham apresentado as medianas sistematicamente distantes, sendo os valores do grupo da fossas sempre maior do que os dos tanques sépticos, as análises de variância paramétrica (ANOVA) e não-paramétrica (Kruskal-Wallis) indicaram que a diferença entre as medianas não foi significativa (com valores de p>0,05) para todas as variáveis analisadas.

Quadro 2: Análise de variância com os dados brutos utilizando o Teste de Kruskal-Wallis para os grupos de Tanques Sépticos (TS) e Fossas (F).

Variáveis	Valores de p na comparação de TS x Fossa
ST	0,235273
STV	0,262311
STF	0,262311
SST	0,291421
SSV	0,166145
SSF	0,355938
SSed	0,373378
DQO	0,644392

Ou seja, de acordo com a análise de variância ambos os grupos possuem características estatisticamente iguais, quanto as frações de sólidos e DQO. Isso devido ao fato de que a análise estatística submetida utilizou poucos dados (24 amostras) além da enorme variabilidade dos dados, portanto a igualdade dos grupos pôde ter sido influenciada por essa características de amostragem.

CONCLUSÕES

Uma característica comum para fossas e tanques sépticos foi a grande variação dos dados, com valores máximos e mínimos muito distantes, além da diferença das medianas.

O grupo das fossas mostrou concentrações das frações de sólidos maiores do que o grupo dos tanques sépticos. As medianas referentes às fossas (FS) foram superiores em todas as frações quando comparadas as dos tanques sépticos (TS). Quanto aos sólidos sedimentáveis, a mediana das fossas foi de 263 mL/L e dos TS de 105mL/L.

A DQO por sua vez acompanhou a tendência das demais variáveis, mas com valores mais aproximados. O grupo das fossas apresentou mediana maior (8.935 mgO_2/L) do que o TS (7.543 mgO_2/L).

O comportamento dos sólidos totais e sedimentáveis e também da DQO se justifica porque na fossa o esgoto infiltra no solo e o lodo fica retido, enquanto no tanque séptico a parte da DQO particulada sair no efluente, juntamente com a solúvel, sendo o material que sedimenta bem menor do que aquele que fica retido quando se trata da fossa.

Embora os testes estatísticos tenham apontado uma similaridade entre os valores das fossas e dos tanques, classificando-os como um grupo único, devido à enorme variabilidade e pouca quantidade de dados para a análise de variância, as medianas foram sistematicamente distintas, sendo o grupo das fossas mais concentrado quanto aos teores de sólidos e DQO, em relação ao grupo dos tanques sépticos.

AGRADECIMENTOS

Ao PROSAB – Programa Nacional de Pesquisa em Saneamento Básico (FINEP/CNPq/CAIXA), do Brasil.

Aos colegas de pesquisa do Programa de Pós Graduação em Engenharia Sanitária e do Laboratório de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Public Health Association – APHA; AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION – AWWA; WATER ENVIRONMENT FEDERATION – WEF. (1998). *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater.* 20.ed. Washington D C.

Andrade Neto, C. O. de *et al*. (1999). Decanto-digestores. p.117-138. In: Campos, J.R (Coordenador*) et al. Tratamento de esgotos sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo.* Rio de Janeiro: ABES.

Andreoli, C.V. (coordenador) *et al*. (2009). *Lodo de fossa e tanque séptico: caracterização, tecnologias de tratamento, gerenciamento e destino final.* Rio de Janeiro: ABES.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). (1993). *NBR 7229*: Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos. Rio de Janeiro: ABNT.

ESTUDO DA DEGRADABILIDADE DE MISTURAS DE BIODIESEL E DIESEL EM MEIO AQUOSO POR PROCESSOS FENTON E BIOLÓGICO

Teofani K. MITRE (1); Athena C. DE FARIA (2); Marcella C. N. ALVARENGA (3); Mônica M. D. LEÃO(4)

RESUMO

Misturas de diesel e biodiesel são conhecidas por conterem substâncias recalcitrantes e/ou substâncias orgânicas não biodegradáveis, sendo que os processos biológicos não são eficientes nestes casos. A presente pesquisa realizou um estudou da degradação do filtrado de misturas de diesel e biodiesel utilizando processo Fenton, visando melhorar o desempenho da biodegradabilidade das misturas em uma etapa posterior. Foi executado um planejamento fatorial antes de serem conduzidos os ensaios, onde se verificou que somente a concentração de Fe^{+2} apresenta influência significativa no resultado do processo estudado. Nos testes de oxidação por Fenton, observou-se que a decomposição máxima das amostras foi alcançada em menos de 10 min de reação, sendo que, após este tempo, a percentagem de oxidação praticamente permaneceu constante. A degradação dessas misturas variou entre 60 a 100%, dependendo da proporção diesel/biodiesel. Paralelamente, foram realizados testes de biodegradabilidade sem tratamento químico prévio empregando o método Zahn-Wellens. Comparado com os testes biológicos, o processo químico apresentou um aumento de 30 a 50 % na decomposição das misturas. Foi constatada a alteração da biodegradabilidade das misturas após aplicação do Fenton, através da análise da relação DBO/DQO das misturas com e sem tratamento prévio.

Palavras-chave: biodegradabilidade aeróbia, biodiesel, cinética de degradação, descontaminação de águas poluídas, processos oxidativos.

(1) Eng. Química, Mestre em Engenharia de Minas e Metalurgia, Doutoranda em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. DESA, UFMG, Belo Horizonte, Minas Gerais, 31270-901, Brasil.* +55 31 34091887; +55 31 34091880 teokoslides@gmail.com
(2)Graduanda em Engenharia Química pela UFMG, Aluna de Iniciação Científica da Fundep Athenafaria@gmail.com
(3) Graduanda em Engenharia Química pela UFMG, Aluna de Iniciação Científica da Fundepmarcellacna@hotmail.com
(4) Engenheira Química. Doutora em Engenharia Ambiental, Professora Associada do DESA, UFMG, Belo Horizonte, Minas Gerais, 31270-901, Brasil.* +55 31 34091887; +55 31 34091880 monica@desa.ufmg.br

1. INTRODUÇÃO

Atualmente existe um crescente interesse por fontes alternativas de energia para substituição do petróleo que é uma fonte limitada e com previsão de esgotamento no futuro. A possibilidade de emprego do biodiesel em motores do ciclo diesel é bastante atrativa por tratar-se de uma fonte renovável de energia e contribuir para a mitigação das emissões de CO_2, além de apresentar uma maior biodegradabilidade e baixo potencial tóxico (TORRES et al., 2006; PRATES et al., 2007).

Biodiesel, um substituto para o diesel de origem mineral, é facilmente obtido a partir de fontes orgânicas renováveis, tais como óleos vegetais e gorduras animais. Quimicamente, o termo biodiesel se refere a ésteres monoalquílicos de ácidos graxos de cadeia longa, e a uma variedade de combustíveis oxigenados à base de ésteres. Ele pode ser usado em motores a diesel que podem necessitar ou não de pequenos ajustes (PRATES et al., 2007).

A produção mundial de biodiesel é crescente, incentivada em alguns países pela obrigatoriedade da adição de quantidades progressivas de biodiesel ao diesel. No Brasil, foi lançado em dezembro de 2004 o Programa Nacional de Produção e Uso do Biodiesel (PNPB), introduzindo o biodiesel na matriz energética brasileira. Em 13 de janeiro de 2005, foi sancionada a Lei 11.097, que permitiu a mistura de 2% de biodiesel ao diesel e estipulou prazo de três anos para a mistura se tornar obrigatória. Em 2013, oito anos após a promulgação da lei, o percentual obrigatório de mistura será de 5%. (TORRES et al., 2006; PRATES et al., 2007).

Mesmo com as vantagens largamente conhecidas de emprego do biodiesel como combustível, para uma avaliação mais precisa de seus benefícios ambientais, é necessário levar em conta todo o seu ciclo de vida, envolvendo o cultivo das oleaginosas, o processo produtivo do óleo e do biodiesel, e o seu armazenamento, transporte e consumo [DEMELLO et al.,2007]. Em relação aos impactos ambientais causados pelo uso do biodiesel, são identificadas a contaminação de solos e águas, por acidentes e vazamentos, e a poluição atmosférica, decorrente do uso em motores de combustão interna [LAPINSKIENÉ et al.,2006; PASQUALINO et al. ,2006].

Existem poucos estudos realizados com relação à biodegradabilidade de misturas de biodiesel e diesel em ambientes aquáticos e em solo. DEMELLO et al. (2007) investigaram a biodegradabilidade de misturas diesel/biodiesel em águas salgadas (mar) e segundo resultados apresentados, as misturas possuem uma degradação bastante semelhante ao diesel puro após 53 dias de experiência. As análises também indicaram que o biodiesel e os alcanos existentes no diesel se decompõem mais rapidamente que outros componentes do diesel, sendo que a degradabilidade desses outros componentes não apresentou alteração na presença do biodiesel.

Em contrapartida, conforme trabalho realizado por PASQUALINO et al. (2006), a biodegradabilidade do diesel apresentou uma melhoria quando o biodiesel foi introduzido, mostrando que existe um efeito sinérgico positivo, alcançando um valor de 90 % de decomposição biológica para a mistura B62,5 (62,5% de biodiesel) em 20 dias de teste. Para frações contendo porções menores de biodiesel, o efeito sinérgico foi pouco significativo.

Já estudos conduzidos por LAPINSKIENÉ et al. (2006) mostraram que pequenas quantidades de óleo favorecem o crescimento de microorganismos, em virtude dos hidrocarbonetos poderem ser utilizados como fonte de nutrientes. Entretanto, em um nível maior de poluição, o número de microorganismos decresce; a sua composição relativa é modificada, como também variam os indicadores quantitativos dos processos microbiológicos, tal como a atividade enzimática.

Alguns estudos focados na biodegradação do diesel puro mostram que em águas contaminadas com hidrocarbonetos de petróleo, onde existe uma quantidade significativa de benzeno, tolueno, etil-benzeno e xileno, os tratamentos biológicos apresentam limitações em virtude da alta toxicidade dos compostos orgânicos (GALVÃO et al., 2006; ZHANG et al., 1998).

Os Processos Oxidativos Avançados (POA) têm merecido destaque devido a sua alta eficiência na degradação de inúmeros compostos orgânicos. Esses têm-se mostrado como uma alternativa no tratamento de águas residuárias e solos contaminados utilizando reações de oxidação iniciadas por radicais hidroxila ($OH^{\cdot}$) (GALVÃO et al., 2006; ROBINSON et al., 2001; TEXEIRA et al., 2005; CANIZARES et al., 2007; HAMEED & LEE, 2009; MATER et al., 2007; JIAN-HUI et al., 2008). Os POA se baseiam em processos físico-químicos capazes de produzir alterações profundas na estrutura química dos poluentes e são definidos como processos envolvendo a geração e uso de agentes oxidantes fortes.

Dentre os POA, o processo Fenton tem merecido destaque por ser uma poderosa fonte de radicais, consistindo na reação entre as substâncias orgânicas com peróxido de hidrogênio (H_2O_2) na presença de sulfato de ferro, convertendo grande variedade de poluentes de difícil biodegradabilidade em produtos menos agressivos ou biodegradáveis a um custo relativamente baixo, em relação aos reagentes utilizados.

Alguns estudos realizados em meio aquoso e solos contaminados com diesel, petróleo bruto, agrotóxicos, corantes e lixiviados provenientes de aterro sanitário mostram que a eficiência do processo Fenton e Foto/Fenton depende da concentração do peróxido de hidrogênio e Fe^{+2}, da concentração inicial da substância em estudo, como também do pH e da temperatura (MORAIS & ZAMORA, 2005; HAMEED & LEE, 2009; MATER et al., 2007; JIAN-HUI et al., 2007). Tanto o peróxido de hidrogênio como a concentração de Fe^{+2} apresentam um papel importante nas reações Fenton, sendo importante controlar as concentrações destes reagentes, pois sua presença em excesso torna-se prejudicial, uma vez que podem atuar capturando os radicais hidroxila. Segundo os mesmos autores, o pH ótimo está compreendido entre 3 e 4.

Na presente pesquisa, foi estudada a aplicação do processo Fenton em águas contaminadas com quantidades de diesel e biodiesel em diferentes proporções. Foram realizados ensaios visando a eficiência do processo, comparação da fração material biodegradável antes e após tratamento Fenton, além da obtenção de taxas de oxidação e constantes cinéticas. Para tais análises, foram também realizados testes biológicos.

2. PARTE EXPERIMENTAL

2.1 Testes de solubilidade do carbono orgânico

Amostras de diesel e biodiesel foram submetidas a estudos de solubilidade do carbono orgânico em água. Em primeiro lugar, foram adicionadas quantidades crescentes de diesel e biodiesel puros em 100 ml de água deionizada. As soluções foram submetidas à agitação durante 2 h e em seguida filtradas. O filtrado foi submetido à análise de COT (Carbono Orgânico Total) para determinação do teor de carbono orgânico dissolvido na solução (COD).

Em seguida, empregando a concentração ótima obtida nos ensaios de solubilidade anteriores foram realizados novos testes de solubilidade, onde manteve-se a massa dos combustíveis fixa e variou-se o tempo do ensaio (de 2 a 72 h).

A agitação da solução foi realizada em recipiente aberto para possibilitar a perda de compostos orgânicos voláteis existentes na amostra, antes do início dos testes.

2.2 Preparação das amostras

Diante dos resultados de solubilidade, tanto para os testes com Fenton como nos biológicos, as soluções foram obtidas mantendo-se sob agitação 400 g de óleo(s) combustível(eis) com 5 litros de água deionizada durante 24 h. Após o término do tempo de agitação, foi realizada uma separação preliminar do óleo contido na solução, utilizando-se um funil de separação. Em seguida, a porção oleosa foi descartada, enquanto a porção aquosa foi filtrada utilizando-se papel de filtro Whatman n° 42.

Foram preparadas amostras com quantidades de Biodiel/Diesel, nas seguintes proporções: D0 (100 % de biodiesel), D95 (5% de biodiesel), D75 (25% de biodiesel), D50 (50 % de biodiesel), D-25 (75 % de biodiesel) e D100 (0% de biodiesel). Todas amostras foram submetidas à análise de COT, para determinação do teor de carbono orgânico dissolvido (COD) na solução.

2.3 Ensaios de oxidação por Fenton

2.3.1 Montagem e procedimento

As amostras em estudo foram transferidas para béquere(s) de 1 ou 2 L, disposto(s) em *Jar-test* de 6 e 3 posições. Como fonte de radicais hidroxila, utilizou-se sulfato ferroso heptahidratado ($FeSO_4.7H_2O$) e peróxido de hidrogênio (H_2O_2 5%). Após o ajuste do pH inicial da amostra em torno de 3,7, através de adição de solução 0,1 N de H_2SO_4, iniciou-se a agitação (150 rpm) e em seguida, houve a introdução de quantidades pré-calculadas de $FeSO_4.7H_2O$ e finalmente, de H_2O_2.

A quantidade de $FeSO_4.7H_2O$ e H_2O_2 adicionada foi compatível com a matéria orgânica presente na solução, dado que é obtido pela análise do COD inicial de cada amostra. Após o acréscimo dos reagentes, o pH da amostra sofreu uma redução no valor, atingindo níveis próximos a 3. Ao término do teste, após duas horas de reação, o pH da solução apresentava

valores ainda mais baixos, em torno de 2,5. Ao final do teste, a solução foi neutralizada através de adição de NaOH 5% e em seguida foi adicionada catalase para reagir com o peróxido residual e conseqüentemente, interromper a reação.

2.3.2 Experimentos preliminares usando Planejamento Fatorial

Foram realizados testes de bancada utilizando o planejamento fatorial através do qual foi possível identificar a faixa e a combinação de variáveis mais adequadas para reproduzir o tratamento da amostra com o reagente Fenton, como também verificar quais das variáveis analisadas apresentam influência significativa no resultado do processo estudado.

Baseando-se em dados da revisão bibliográfica, onde consta que a reação Fenton ocorre em pHs ácidos, foi mantido constante o pH da reação em faixa entre 2,5 e 4. Além do pH, foram mantidos fixos a temperatura, velocidade de agitação e tempo máximo de reação. A concentração de H_2O_2 e Fe^{2+} foi variada, estabelecendo uma seqüência de experimentos de forma que cada variável fosse analisada dois níveis de concentração (alto e baixo), para todas as combinações possíveis dos níveis selecionados. Pelo fato de se tratar de um planejamento fatorial de duas variáveis (H_2O_2 e Fe^{2+}) e dois níveis, alto (+) e baixo (-), tem-se um total de 2^2 experimentos. É importante ressaltar que este estudo vai servir de subsídio para seleção da melhor alternativa de tratamento do efluente, dentre as opções propostas e testadas.

Os ensaios de oxidação foram feitos em duplicata, portanto, foram executados 8 testes, sendo que o tempo inicial de um teste para outro apresentava uma defasagem de 10 min. A decomposição da matéria orgânica foi acompanhada pelo monitoramento do COD ao final de cada ensaio. Os ensaios tiveram duração de 2 h.

Após o término de cada teste, foi determinado o peróxido residual por titulação, através do método iodométrico. Para análise do peróxido residual, não foi adicionada catalase na amostra coletada.

2.3.3 Experimentos cinéticos

A partir dos resultados alcançados nos testes utilizando o planejamento fatorial, foi escolhida alternativa que combinou maior taxa de degradação em termos de COD e menor quantidade de reagentes utilizados.

Foi realizado apenas um teste de cinética para cada fração de diesel/biodiesel, sob as condições em que foram selecionadas no teste de Planejamento Fatorial. O ensaio cinético também foi estudado utilizando o jar-test e era composto por um béquer contendo 1L de solução de diesel/biodiesel, da qual eram retiradas alíquotas de 5 em 5 min para determinação da concentração de peróxido residual e COD.

2.4 Ensaios biológicos

A biodegradabilidade dos óleos em estudo foi avaliada empregando o método Zahn-Wellens. O lodo ativado usado foi proveniente da estação de tratamento de esgotos

Arrudas. Antes de ser utilizado, o lodo era lavado várias vezes com água deionizada para remover o máximo possível de impurezas a ele agregadas.

Foram preparados frascos (erlenmeyers) contendo 1 litro de mistura de óleos combustíveis e solução mineral. Em virtude da baixa concentração de carbono dissolvido na solução das misturas de óleos, utilizou-se a própria mistura para preparar o meio mineral. Também em função da baixa concentração do carbono orgânico dissolvido, adicionou-se uma quantidade de lodo, apresentando uma razão entre o próprio inóculo e o composto teste (como COD) igual a 1:1.

Foram também preparados dois testes paralelos, um contendo apenas o lodo ativado e os nutrientes minerais (teste branco) para avaliar a atividade do inóculo adicionado e o segundo contendo um composto de referência (glicose) no lugar do composto teste, cujo comportamento já é conhecido. Os volumes foram idênticos aos usados nos frascos alimentados com os óleos combustíveis.

A biodegradabilidade dos compostos foi acompanhada pela determinação do COD em amostras da suspensão retiradas até que não se observou mais alteração no valor do COD. Antes de cada amostragem, eram repostas as perdas da mistura causadas por evaporação usando água destilada até atingir a marca no frasco traçada após cada amostragem.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Planejamento Fatorial

Na Tabela 1, estão apresentados os resultados de COD obtidos durante os testes de tratamento de Biodiesel 100 % utilizando Fenton em solução aquosa e na Tabela 2, os resultados dos testes realizados com amostra de Diesel 100%.

Efetuando o estudo da análise da variância, tanto nos testes realizados com Biodiesel, como também com Diesel, observou-se que a variação da concentração de peróxido não provocou uma alteração significativa no resultado da redução do COD. De acordo com os resultados obtidos, somente o efeito causado pela concentração de Fe^{+2} é importante na redução do COD.

Tabela 1 – Resultados de COD obtidos em 2 horas de oxidação do Biodiesel 100% (D0) em solução aquosa, utlilizando-se Fenton, apresentando $[H_2O_2]$ = 350 mg/L (-) e 700 mg/L(+) e $[Fe^{+2}]$ = 175 mg/L (-) e 350 mg/L(+). $[D0]_{inicial}$ = 50 mg/ L, $pH_{inicial}$=3,10 rpm, 25 ^oC, t=2h.

Teste	TOC (mg/L)	Nível		Relação Fe^{+2}/H_2O_2
		H_2O_2	Fe^{+2}	
D0 -1	2,20	-	-	1:2
D0 -2	0,41	-	+	1:1
D0 -3	5,39	+	-	1:4
D0 -4	0,00	+	+	1:2
D0 -5	4,30	-	-	1:2
D0 -6	0,59	-	+	1:1
D0 -7	7,39	+	-	1:4
D0 -8	0,00	+	+	1:2

Tabela 2 – Resultados de COD obtidos em 2 horas de oxidação do Diesel 100% (D100) utilizando-se Fenton em solução aquosa, adotando-se $[H_2O_2]$ = 200 mg/L (-) e 400 mg/L(+)e $[Fe^{+2}]$ = 100 mg/L (-) e 200 mg/l(+). $[D100]_{inicial}$ = 30 mg/L, $pH_{inicial}$= 3,7, pH_{final}=2,4, rpm, 25 ^oC, t= 2h

Teste	TOC (mg/L)	Nível		Relação Fe^{+2}/H_2O_2
		H_2O_2	Fe^{2+}	
D100-1	10,97	-	-	1:2
D100-2	1,23	-	+	1:1
D100-3	7,73	+	-	1:4
D100-4	0,00	+	+	1:2
D100-5	10,18	-	-	1:2
D100-6	2,74	-	+	1:1
D100-7	7,93	+	-	1:4
D100-8	1,93	+	+	1:2
D100-9	9,32	-	-	1:2
D100-10	3,85	-	+	1:1
D100-11	7,96	+	-	1:4
D100-12	3,45	+	+	1:2

3.2 Testes Cinéticos utilizando o processo Fenton

Uma vez que somente o aumento da concentração do ferro teve efeito na redução do COD, então, para os cálculos dos testes cinéticos, utilizou-se o nível da concentração de peróxido igual ao baixo e do ferro o alto. Utilizou-se uma relação aproximada de COD_{in}:[H2O2]:[Fe]=0,2:1:1.

Os resultados da oxidação das misturas dos óleos combustíveis, utilizando o processo Fenton, estão apresentados nas Figuras 1, 2, 3 e 4. Observa-se que, para todas as misturas, a oxidação máxima foi alcançada em menos de 10 min de reação, sendo que, após este tempo, a porcentagem de oxidação praticamente permaneceu constante. Quanto à oscilação ocorrida nos valores da oxidação ao longo dos testes considerou-se como decorrente da baixa concentração de COD presente nas amostras, o que interferiu na precisão das leituras.

Pode-se verificar que a eficiência da degradação dessas misturas variou entre 60 a 80% para os D95 e diesel, 70- 90% para o D75, enquanto, para os testes com maior proporção de biodiesel, oscilou entre 80 e 100%.

Os testes foram executados com um controle rigoroso de NaOH, adicionado para elevar o pH das alíquotas retiradas durante a reação, pois, constatou-se que a sua introdução elevava o valor do COD da solução.

Para se obter informações mais precisas sobre o comportamento das amostras nos primeiros 10 minutos de reação, foram realizados testes adicionais para o D95 e D50, onde foram retiradas alíquotas, a cada 0,5 s até 10 s. Mas, mesmo assim, constatou-se que grande parte da reação ocorreu em uma faixa de tempo inferior a 0,5 s, onde houve um brusco aumento da biodegrabilidade nesta faixa inicial de reação, permanecendo praticamente constante a partir deste tempo.

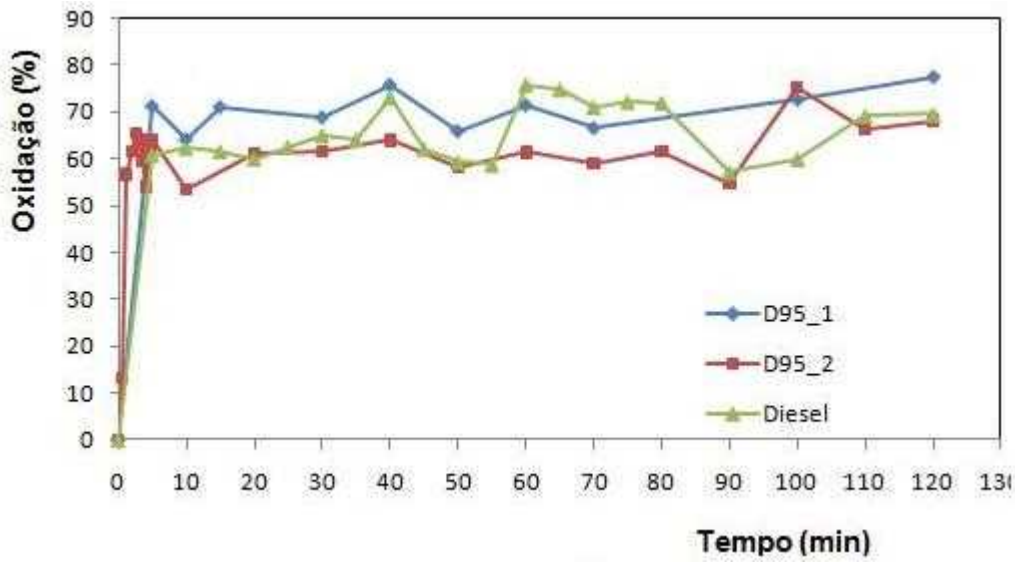


Figura 1 – Oxidação de amostras D95 e Diesel empregando processo Fenton. Condições operacionais: COD_{in}:[H2O2]:[Fe]=0,2:1:1; pH_{in}=3,6-3,8; pH_{final}=2,5-2,6; 150 rpm

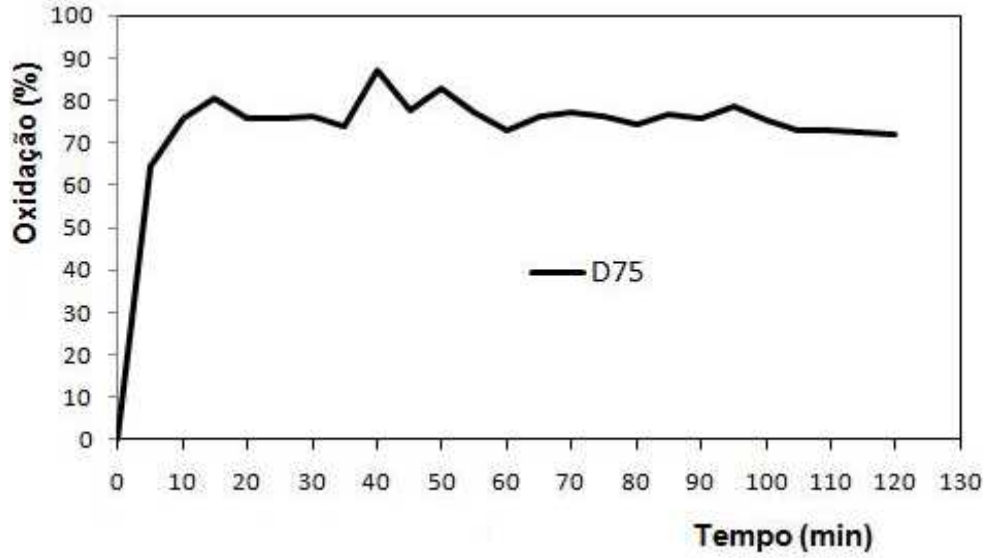


Figura 2 – Oxidação de amostras D75 empregando processo Fenton. Condições operacionais: COD_{in}:[H2O2]:[Fe]=0,2:1:1; pH_{in}=3,8; pH_{final}=2,5; 150 rpm

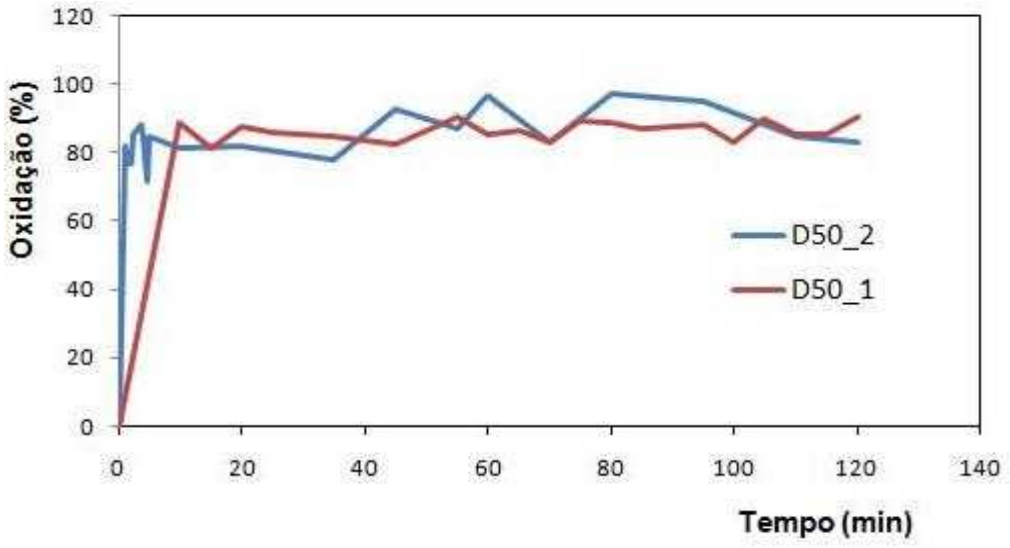


Figura 3 – Oxidação de amostras D50 empregando processo Fenton. Condições operacionais: COD_{in}:[H2O2]:[Fe]=0,2:1:1; pH_{in}=3,7; pH_{final}=2,5; 150 rpm

Este fato dificultou a avaliação da cinética da reação das várias amostras uma vez que não foi possível obter um acompanhamento da concentração da matéria orgânica ao longo do tempo.

Não foi possível a realização de um estudo cinético, pois os resultados de Fenton mostraram que as reações, conduzidas nas condições especificadas, foram muito rápidas, podendo-se observar que em menos de 10 minutos de reação, o resultado final já era alcançado. Quando foram alteradas as coletas das amostras para intervalos de tempo menores, ou seja, de 1em 1 min, também a reação foi muito rápida, estabilizando-se em tempos ínfimos.

Diante esses resultados, pode-se concluir que foram utilizadas elevadas quantidades de ferro e peróxido nos testes realizados. Portanto, será necessária a realização de testes complementares, buscando testar menores concentrações desses dois parâmetros e fazer um estudo cinético para condições onde a reação seja mais lenta.

Os valores do peróxido residual estão apresentados na Figura 5. Observa-se que para todas as amostras, exceto D0 (Biodiesel 100%), a percentagem de peróxido residual final foi inferior a 10%, apesar das amostras apresentarem valores distintos ao longo da reação.

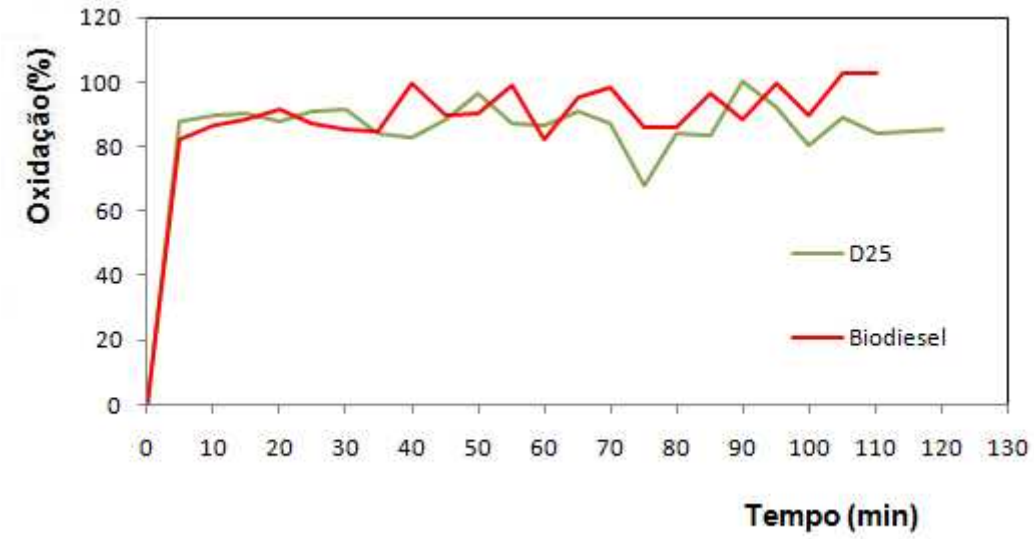


Figura 4 – Oxidação de amostras D25 e biodiesel empregando processo Fenton. Condições operacionais: COD_{in}:[H2O2]:[Fe]=0,2:1:1; pH_{in}=3,7-3,8; pH_{final}=2,5; 150 rpm

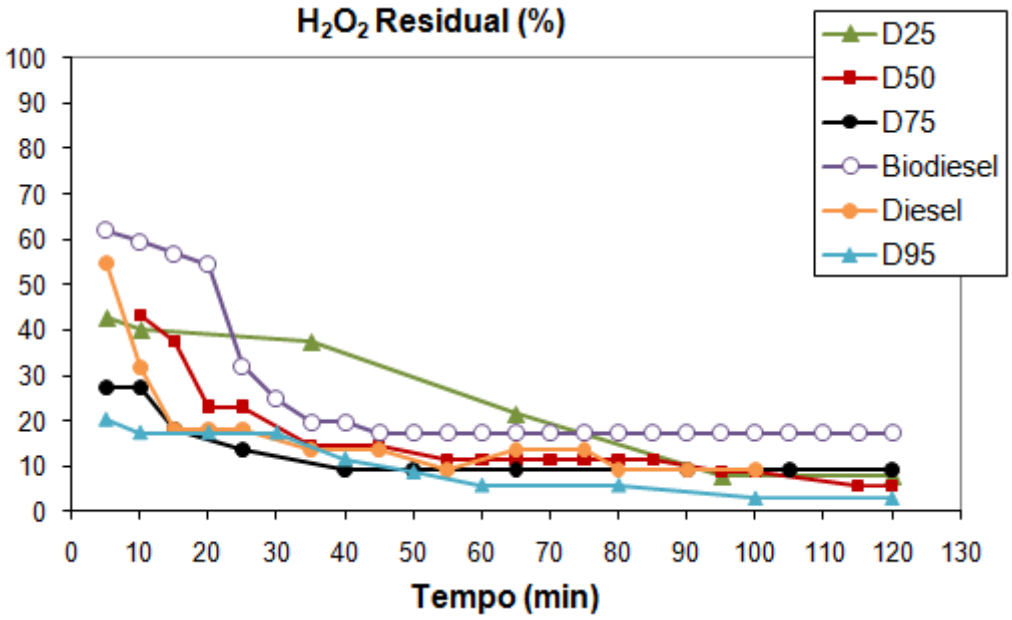


Figura 5 – Peróxido residual ao longo da reação de Fenton. Condições operacionais: COD_{in}:[H2O2]:[Fe]=0,2:1:1; pH_{in}=3,6-3,8; pH_{final}=2,5-2,6; 150 rpm

3.3 Testes Biológicos

A Figura 6 mostra os resultados de cinco diferentes misturas biodiesel-diesel.

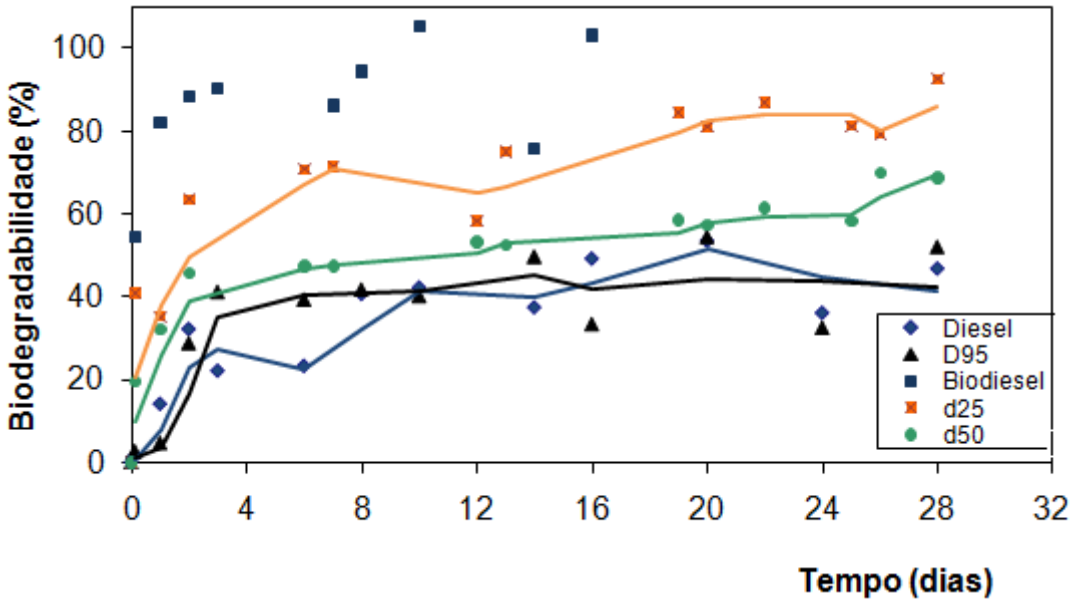


Figura 6 – Biodegradabilidade de misturas de combustíveis obtida através do método Zahn-Wellens

Pode-se verificar que o biodiesel atingiu uma biodegradabilidade de 100% em 10 dias de teste, enquanto o diesel cerca de 50 % em 28 dias de teste. A biodegradabilidade final do diesel e D95 foi bem similar, mostrando que para amostras contendo pequenas porções de biodiesel, a taxa de biodegradabilidade praticamente não é afetada.

Entretanto, a biodegradabilidade das misturas aumentou com o acréscimo do biodiesel, sendo que esse aumento na biodegradabilidade se tornou mais perceptível a partir da mistura D25 (25% diesel e 75% biodiesel). Pode-se também verificar que o biodiesel e D25 mostraram elevada velocidade inicial de biodegradabilidade, atingindo valores entre 90 e 80 % respectivamente, em 2 dias de teste.

Mesmo deixando as amostras em recipiente aberto sob agitação durante dois dias, antes de serem empregadas, verificou-se diminuição de 3 a 7% do COD em testes paralelos, contendo somente a amostra, desprovida de inóculo ou minerais. A maior perda ocorreu para compostos cuja proporção de biodiesel era maior.

Os valores da biodegradabilidade final obtidos foram semelhantes aos do trabalho do Pasqualino (2006). Entretanto, no referido trabalho, a taxa de biodegradabilidade foi muito lenta nos 10 primeiros dias de teste, apresentando um brusco aumento a partir deste tempo. Provavelmente, este fato se deveu à diferença de adaptação dos microorganismos ao meio, nos dois trabalhos.

3.3 Alterações da biodegradabilidade após tratamento com Fenton

Em virtude da baixíssima concentração de carbono dissolvido na amostra após o emprego do sistema Fenton, não foi possível a efetivação do tratamento biológico pós-Fenton. A avaliação da biodegradabilidade das amostras foi feita por meio da variação da relação

DQO/DBO da amostra antes e após tratamento com Fenton. A Tabela 6 sintetiza todos os ensaios realizados, onde se pode observar um aumento da relação DBO/DQO na amostra tratada com Fenton.

Tabela 6 Relação da DQO/DBO de amostras sem e com tratamento prévio por Fenton

Amostra	Sem Tratamento			Com Tratamento (Fenton)		
	DBO	DQO	DBO/DQO	DBO	DQO	DBO/DQO
D95	6,27	65	0,1	15,1	18	0,8
D75	31	200	0,2	14,2	32	0,4

Pode-se constatar um aumento substancial da relação DBO/DQO das amostras após o tratamento com Fenton. Este resultado indica que o processo químico promove uma quebra ou rearranjo da estrutura molecular da matéria orgânica e converte a matéria orgânica não biodegradável em formas mais biodegradáveis.

4. CONCLUSÕES

Comparando os métodos químico e biológico, observou-se que o tratamento químico, nas condições estudadas, proporcionou um aumento da degradabilidade dos compostos de 30 a 50%, mostrando ser um processo eficiente, mesmo não tendo-se trabalhado em condições ótimas.

A degradabilidade do diesel não se alterou com pequenos acréscimos de biodiesel, sendo esse fato constatado pelos baixos valores de biodegradabilidade alcançada do D95.

Foi também verificado que o processo Fenton resultou em um aumento significativo da biodegradabilidade das amostras (D95 e D75). Isto significa que o processo Fenton transformou os compostos orgânicos recalcitrantes em produtos mais facilmente biodegradáveis, permitindo uma melhoraria na eficiência e redução dos custos em um posterior tratamento biológico.

No presente trabalho, não foi possível a realização de um estudo cinético, visto que nas condições testadas a reação foi muito rápida Em trabalhos futuros, serão utilizadas concentrações mais baixas de Ferro e peróxido para realização de um estudo cinético detalhado, imprescindível em trabalhos de descontaminação de águas. Ademais, pretende-se efetuar avaliação qualitativa da alteração da composição das várias amostras através de análises de cromatografia.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a FAPEMIG(TEC 1123/06 E APQ-00676-08) e CAPES (PROCAD 0064/05-0) pelo apoio financeiro.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CANIZARES P., LOTATO J., PAZ R., RODRIGO M. A., SAEZ. Advanced oxidation process for the treatment of olive-oil mills wastewater. *Chemosphere*, n.67, p.832-838, 2007.

DEMELLO J. A., CARMICHAEL C. A., PEACOCK E. E., NELSON R. K., AREY J. S., FARIA, R. C. M., RESENDE, M.J.C., RESENDE C. M., PINTO A. C. Desenvolvimento e Validação de Metodologia de Análise de Misturas Biodiesel: Diesel, utilizando Cromatografia Gasosa-Espectrometria de Massas. *Química Nova*, V. 30 N. 8, P. 1900-1905, 2007.

GALVÃO S. A.O., MOTA A. L. N., SILVA D. N., MORAES J. E. F., NASCIMENTO C. A. O., CHIAVONE-FILHO O. Application of the photo-Fenton process to the treatment of wastewaters contaminated with diesel. *Science of the Total Environment*, v.367, p.42-49, 2006.

HAMEED B. H., LEE T. W. Degradation of malchite green in aqueous solution by Fenton process. *Journal of Hazardous Materials*, n.164, 468-472, 2009.

JIAN-HUI S., SHENG-PENG S., MAO-HONG F., HUI-QIN G., YI-FAN L., RUI-XIA S.Oxidative decomposition of p-nitroaniline in water by solar photo-Fenton advanced oxidation process. *Journal of Hazardous Materials*,n. 153, 187-193, 2008.

LAPINSKIENÉ A., MARTINKUS P., REBZDAITÉ V. Eco-toxicological Studies of diesel and biodiesel fuels in aerated soil. *Environment Pollution*, v.142, p.432-437, 2006.

MATER L., ROSA E.V. C., BERTO J., CORRÊA A. X. R. SCHWINGEL P. R., RADETSKI C. M. A simple methodology to evaluate influence of H_2O_2 and Fe^{2+} concentrations on the mineralization and biodegradability of organic compounds in water and soil contaminates with crude petroleum. *Journal of Hazardous Materials*, n.149, 379-386, 2007.

MORAIS J. L., ZAMORA P. P. Use of advanced oxidation processes to improve the biodegradability of mature landfill leachates. *Journal of Hazardous Materials*, n 123, p. 181-186, 2005.

PASQUALINO J. C., MONTANÉ D., SALVADO J. Synergic effects of biodiesel in the biodegradability of fossil-diesel fuels. *Biomass and Bioenergy*, v. 30, p.894-879, 2006.

PRATES C. P., PIEROBON E. C., COSTA R. C. Formação do Mercado de Biodiesel no Brasil. *BNDES Setorial*, Rio de Janeiro, n.25, p.39-64, 2007.

ROBINSON T., MCMULLAN G., MARCHANT R., NIGOM P. Remediation of dyes in textiles effluent: a critical review on current treatment technologies with a proposed alternative. *Bioresource Technology*, v.17, p.247-255, 2001.

TORRES E. A, CHIRINOS H. D., ALVES C. T., SANTOS D. C., CAMELIER, L. A. *Análise & Dados*. Bahia v(16), n(1), p. 89-95, 2006.

ZAHN-WELLENS/EMPA TEST. OECD Guidelines for Testing of Chemicals. Adopted by the Council on 17th July 1992.

ZHANG X., PETERSON C., REECE D., HAWS R. & MOLLER. Biodegradability of biodiesel in the aquatic environment. *Trans. ASAE*, v.41, p.1423-1430, 1998.

ESTUDO HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO COM VISTA AO PLANEAMENTO URBANO
O estudo de caso de Santa Comba Dão

Rui D. PINA ([1]); Nuno E. SIMÕES ([2]); Alfeu SÁ MARQUES ([3]); Joaquim J. O. SOUSA ([4])

RESUMO

O crescente desenvolvimento urbano dos últimos anos levou ao aumento das áreas impermeáveis e à alteração dos sistemas de drenagem natural, traduzindo-se em novos desafios para a gestão e desenvolvimento das infra-estruturas de drenagem e de saneamento básico.

Um dos grandes objectivos com que as entidades gestoras se defrontam actualmente é garantir a sustentabilidade dos sistemas de drenagem, integrando as águas pluviais nos ambientes urbanos e gerindo-as ao longo do seu percurso, reutilizando-as e promovendo a recriação de ambientes naturais, conduzindo, naturalmente, a uma melhor gestão do ciclo da água dentro das cidades, onde, tendencialmente, voltará a ser restabelecido o seu ciclo natural.

Na sequência dos eventos de inundação ocorridos em Santa Comba Dão, como o observado em 22 de Abril de 2010, os autores da presente comunicação estão a colaborar com a Câmara Municipal de Santa Comba Dão no âmbito da elaboração de mapas de risco de inundação como forma de apoio ao planeamento urbano da cidade. Na comunicação apresenta-se o estudo de caso e a metodologia usada, baseada em ferramentas de utilização livre (*Open Source*) de modelação hidráulica e hidrológica, integradas com Sistemas de Informação Geográfica. Esta comunicação evidencia a importância do planeamento das infra-estruturas de drenagem, constituindo um exemplo de metodologia a adoptar para este tipo de estudos.

[1] Eng.º Civil, Rua Daniel Rodrigues nº174, 3030 – 257 Coimbra, ruidpina@gmail.com

[2] Eng.º Civil, Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Pólo II – Pinhal de Marrocos, 3030 – 290 Coimbra, nunocs@dec.uc.pt

[3] Doutor em Hidráulica, Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Pólo II – Pinhal de Marrocos, 3030 – 290 Coimbra, jasm@dec.uc.pt

[4] Doutor em Hidráulica, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Rua Pedro Nunes - Quinta da Nora, 3030-199 COIMBRA, jjoseng@isec.pt

Palavras-Chave: drenagem sustentável, inundações urbanas, modelação hidrológica-hidráulica, planos directores de drenagem, sistemas de informação geográfica.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

Nas cidades, o conceito de espaço público pode ser definido como sendo o local no qual são implantados a grande maioria dos serviços públicos e instalados os sistemas de infra-estruturas essenciais para garantir a qualidade de vida aos cidadãos. Fazem parte dessas infra-estruturas os sistemas de abastecimento de água, os sistemas de drenagem de águas residuais e pluviais, os sistemas viários e rodoviários, os sistemas de distribuição de energia eléctrica e de gás, de telecomunicações, os espaços verdes, etc.

O crescimento populacional verificado no final do século XX e a crescente concentração urbana têm vindo a produzir impactos muito significativos sobre a qualidade de vida nos grandes aglomerados populacionais. A população urbana que era, no início do século XX, apenas 15 % da população mundial, estima-se que represente, agora, cerca de 50%. Os países em vias de desenvolvimento apresentam valores ainda mais extremos, com índices de ocupação urbana a atingir valores da ordem dos 80%.

Esta tendência irá acentuar-se, pois a população urbana mundial crescerá de 2,86 biliões, em 2000, para 4,98 biliões, em 2030, sendo de esperar, nessa data, que cerca de 60% da população mundial viva nas cidades. Estes números evidenciam bem a magnitude do problema.

Como consequências deste movimento, importantes e significativos impactos são sentidos em todos os aspectos da vida das cidades. Em particular, no que se refere aos sistemas de saneamento básico, estes impactos podem conduzir a consideráveis danos materiais e humanos. A consequência mais visível deste tipo de impacto, nas infra-estruturas de drenagem, tem sido a, cada vez mais frequente, ocorrência de cheias e inundações.

A ocupação urbana do solo induz, regra geral, uma maior impermeabilização deste e, consequentemente, produz um aumento na frequência e na magnitude das cheias e inundações. Ainda que, supostamente, as mudanças climatéricas globais tenham algo a acrescentar a este fenómeno, com o extremar de ocorrências em frequência e em magnitude, a verdade é que uma contribuição extremamente significativa se fica a dever a um conjunto de conceitos e práticas menos correctas e que se podem resumir a falhas ao nível do:

- Ordenamento do território;
- Planeamento e projecto de sistemas de drenagem.

As falhas no ordenamento do território tanto podem ser traduzidas pela falta de uma perspectiva de desenvolvimento sustentável, como pela falta de instrumentos legais, administrativos e de gestão.

A ideia de desenvolvimento sustentável tem por base o princípio de que o Homem só deveria utilizar os recursos naturais de acordo com a capacidade de renovação dos

mesmos, de modo a evitar o seu esgotamento. O conceito de desenvolvimento sustentável surgiu no final do século XX, pela constatação de que o desenvolvimento económico precisa, também, de ter em consideração o equilíbrio ecológico e a preservação da qualidade de vida das populações humanas a nível global. Isso implica, por exemplo, a gestão racional e equilibrada dos recursos naturais do planeta.

O desenvolvimento das infra-estruturas urbanas tem sido realizado de forma pouco estruturada, o que tem provocado impactos significativos na qualidade de vida das populações. A drenagem urbana tem sido um importante veículo de deterioração do ambiente, devido à própria concepção dos sistemas de drenagem pluvial e a acções externas, como a produção de resíduos sólidos e os padrões de ocupação urbana. Actualmente é mais ou menos óbvio que uma boa drenagem é a que permite que o escoamento se processe sem causar impactos negativos ou prejuízos, não só nos locais onde é gerado, mas também para jusante.

O conceito "tradicionalista" de Hidráulica Urbana, que tem sido frequentemente utilizado no planeamento e projecto dos sistemas urbanos de drenagem, tem sido o de que a melhor drenagem é a que possibilita a condução, o mais rapidamente possível, das águas originadas pela precipitação, para jusante da área de estudo. Esta abordagem corresponde a uma visão parcial do problema e, como sempre acontece neste tipo de abordagem, a perda de uma visão global conduz a uma perspectiva incompleta e por vezes errónea. A abordagem "tradicionalista", que corresponde, pois, a uma visão localizada, sem uma análise das consequências para jusante, tem conduzido, frequentemente, a consequências negativas consideráveis ao nível económico e da segurança. Podemos encontrar exemplos desta visão, quer ao nível local, com as cheias e inundações das zonas urbanas localizadas a jusante de zonas mais recentemente urbanizadas e, portanto, de cotas menores, quer ao nível nacional e internacional, sendo um exemplo dramático e paradigmático o caso das grandes cheias ribeirinhas do rio Danúbio.

Actualmente, começa a consolidar-se uma nova visão ambiental que procura incorporar os cursos de água na paisagem urbana, despoluindo-os, preservando e reactualizando as suas margens, passando a valorização das massas de água a ser o paradigma desta nova concepção.

Assim, em vez de direccionar e acelerar o escoamento das águas das chuvas para as linhas de água, deve-se restabelecer o mais possível a retenção natural, conservando as áreas de inundação ainda existentes. Para desenvolver soluções adequadas e viáveis, dentro da realidade socioeconómica das cidades, são necessárias ferramentas de apoio que permitam uma avaliação adequada dos diferentes impactos envolvidos.

1.2 Objectivo do estudo e projectos antecedentes

O presente estudo tem por objectivo apresentar, através de um estudo de caso, uma metodologia para definir mapas de risco de inundação baseada em ferramentas de utilização livre (*Open Source*) de modelação hidráulica e hidrológica, integradas com Sistemas de Informação Geográfica. Esta comunicação evidencia, ainda, a importância do planeamento das infra-estruturas de drenagem, constituindo um exemplo de metodologia a adoptar para este tipo de estudos.

2 ESTUDO DE CASO- A BACIA DA RIBEIRA DAS HORTAS

A bacia hidrográfica da Ribeira das Hortas está localizada a norte do Rio Dão, cuja nascente está localizada na Fonte do Salgueiro. Atravessa, ainda, as freguesias de S. Joaninho, Couto do Mosteiro e Santa Comba Dão, onde se encontra o maior núcleo populacional.

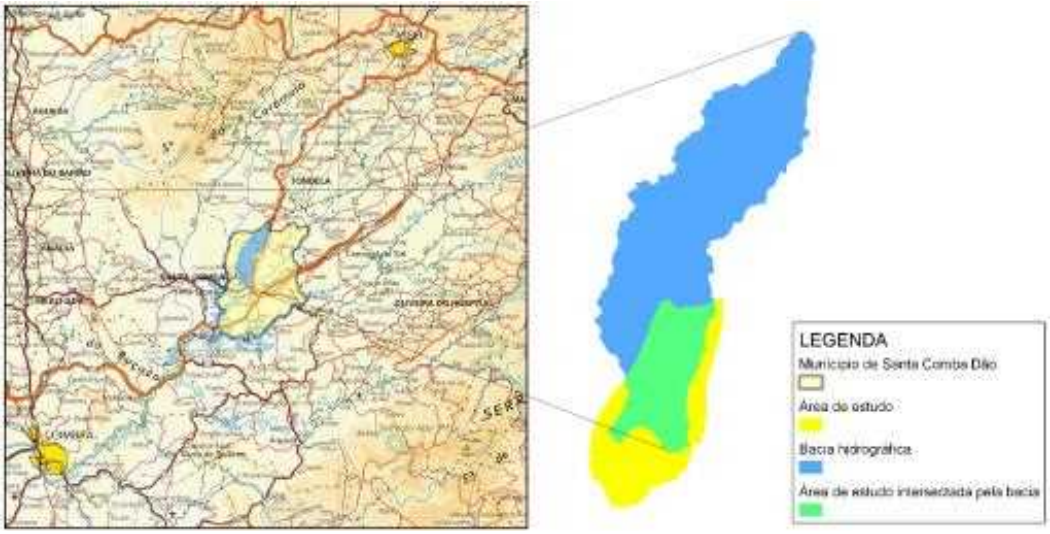


Figura 1. Localização da Bacia da Ribeira das Hortas.

2.1 Caracterização físico-geográfica

A Bacia da Ribeira das Hortas apresenta as características físico-geográficas do quadro 1:

Quadro 1. Características físico-geográficas da Bacia da Ribeira das hortas.

Área	13.96 km^2
Perímetro	25.5km
Cota máxima	348 m
Cota mínima	122 m
Declive médio da bacia	5.7%
% de áreas impermeáveis	40%
Coeficiente médio de escoamento da bacia (Decreto Regulamentar 23/95)	0.47
Tempo de concentração (Kirpich)	110 min

A bacia é formada, a montante, por uma zona maioritariamente rural e atravessa, a jusante, a cidade de Santa Comba Dão. Os últimos metros da ribeira, junto à foz com o Rio Dão, caracterizam-se por uma elevada declividade.

Nas figuras seguintes (Figura 2 e Figura 3) apresenta-se o tratamento topográfico efectuado com base no recurso a softwares de Sistemas de Informação Geográfica (SIG) de uso livre (*Open Source*), nomeadamente: QuantumGIS e MapWindow, com as ferramentas (*Plug-ins*) TauDEM, desenvolvido por David Tarboton (*Utah State University*), para análise do terreno, delimitação de bacias hidrográficas e traçado da rede hidrográfica; e GRASS, inicialmente

desenvolvido pelo *US Army Corp of Engineers* e agora projecto da fundação *Open Source Geospatial Foundation*, para análise de dados espaciais e processamento de imagens.

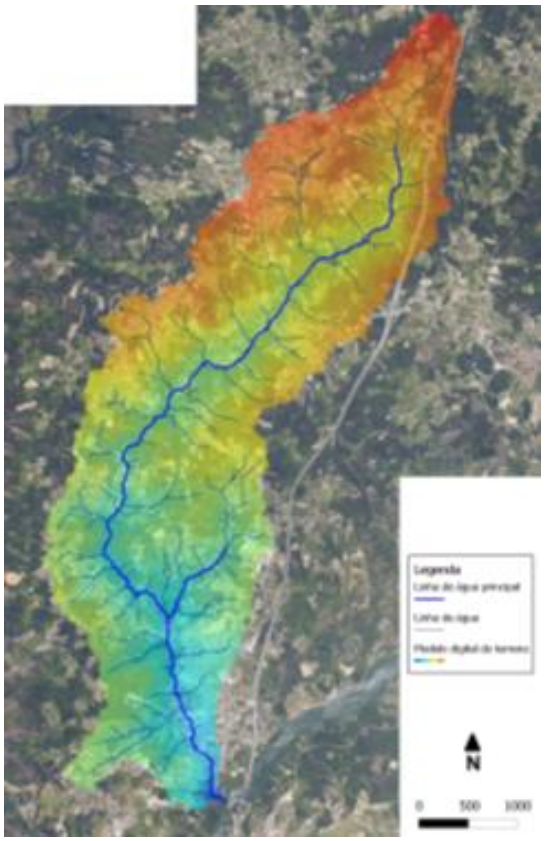


Figura 2. Modelo Digital do Terreno e rede hidrográfica da Bacia.

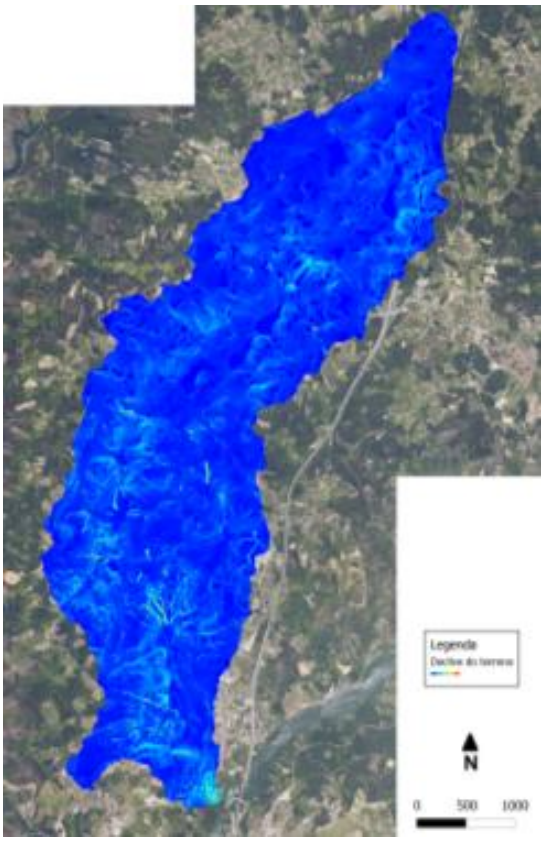


Figura 3. Carta de declives da Bacia.

3 METODOLOGIA

A metodologia adoptada para o presente estudo de caso baseou-se na integração dos SIG com a modelação hidrológica e hidráulica.

Para a modelação hidrológica e hidráulica foi escolhido o software *Storm Water Management Model* (SWMM), desenvolvido pela *United States Environmental Protection Agency* (EPA). O SIG seleccionado foi o MapWindow, desenvolvido pelo *Geospatial Software Lab* da *Idaho State University* e vários associados. A interligação entre estes dois sistemas foi automatizada através da construção da aplicação inpPINS.

3.1 Integração SIG/SWMM – a aplicação inpPINS

Para integrar o SWMM com o SIG desenvolveu-se a aplicação inpPINS. Esta aplicação visa explorar as potencialidades dos SIG, como base para a modelação hidrológica e hidráulica e para posterior tratamento de resultados (Figura 4).

O inpPINS é baseado no MapWindow, estando disponível em duas versões: uma como ferramenta (*Plug-in*) deste software e outra independente (*Stand-alone version*).

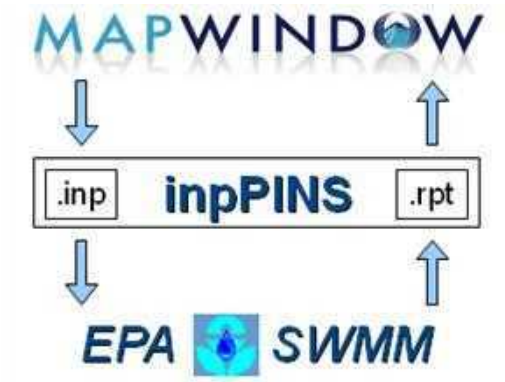


Figura 4. Esquema da metodologia de trabalho com o inpPINS.

Com base na caracterização do sistema em SIG (no caso presente, caracterização das sub-bacias e rede hidrográfica), o inpPINS constrói o ficheiro de dados do SWMM (.inp). Depois de efectuadas as simulações hidrológicas e hidráulicas, o inpPINS integra o ficheiro de resultados do SWMM (.rpt) com os dados geo-espaciais e constrói ficheiros SIG com os resultados finais, que são visualizáveis graficamente através de softwares como o MapWindow.

3.2 Hietogramas de precipitação

Para o cálculo das intensidades de precipitação de projecto foram consideradas as curvas Intensidade-Duração-Frequência (IDF) de Análise de Fenómenos Extremos - Precipitações Intensas em Portugal Continental do INAG (Brandão *et al*., 2001).

Quadro 2. Parâmetros das Curvas de Intensidade-Duração-Frequência (IDF) para Santa Comba Dão (Brandão *et al*., 2001)

Tr (anos)		2	5	10	20	50	100	500	1000
5 min a	a	178.77	272.05	333.93	393.45	470.5	528.26	661.8	719.22
30 min	b	-0.549	-0.575	-0.585	-0.592	-0.599	-0.602	-0.609	-0.611
30 min a	a	241.72	378.45	470.5	559.43	675.14	762.16	963.91	1050.8
6 horas	b	-0.641	-0.663	-0.672	-0.678	-0.684	-0.687	-0.693	-0.695

Os hietogramas de precipitação foram calculados através do método dos blocos alternados, para durações de precipitação iguais e triplas do tempo de concentração, seguindo a metodologia proposta por Portela, *et. al*., 2000.

3.3 Modelação hidráulica da Ribeira das Hortas

Os modelos de drenagem integram dois grandes blocos: o modelo hidrológico e o modelo hidráulico. O modelo hidrológico calcula as perdas iniciais da precipitação e resultante distribuição temporal e espacial do escoamento directo. O modelo hidráulico tem como dados de entrada os resultados do modelo hidrológico e simula o escoamento (Leitão *et al*., 2008).

Tal como referido anteriormente, para modelação hidrológica e hidráulica foi utilizado o software SWMM, que é um modelo de simulação baseado nos processos físicos com discretização temporal. Emprega os princípios da conservação de massa, energia e dinâmica, sempre que necessário. O SWMM usa os seguintes processos usados para gerar o escoamento de águas pluviais:

Modelo precipitação-escoamento

Cada sub-bacia é tratada como um reservatório não-linear. As entradas são a precipitação e o caudal de qualquer sub-bacia a montante. Existem diversas saídas, incluindo infiltração, evaporação e escoamento superficial. A capacidade do reservatório depende das características físicas da sub-bacia (forma, inclinações, uso do solo).

O escoamento superficial por unidade de área ocorre somente quando a profundidade da água no reservatório excede o máximo de armazenamento, caso em que a saída é dada pela equação de Manning. A profundidade de água na sub-bacia é continuamente actualizada no tempo através da resolução numérica da equação do balanço hídrico.

Infiltração

Infiltração é a passagem de água da superfície para o interior do solo, através das zonas permeáveis, e foi modelada pelo método de Horton. Este método é baseado em observações empíricas, que mostram que a infiltração diminui exponencialmente a partir de um valor máximo inicial para uma taxa mínima, ao longo de um evento de precipitação. Os parâmetros de entrada exigidos por este método incluem o máximo e taxas mínimas de infiltração, um coeficiente que descreve o quão rápido o ritmo diminui ao longo do tempo, desde que o solo se encontra completamente seco até ficar totalmente saturado.

Simulação do escoamento

O escoamento superficial em bacias urbanas é geralmente não uniforme e variado, e pode ser considerado como escoamento em canais abertos. Os modelos que permitem descrever o comportamento de um escoamento variável em superfície livre são as equações da conservação da massa e da conservação da quantidade de movimento (Equações de Saint-Venant). Estas equações permitem conhecer a altura de escoamento e a velocidade média do escoamento em secções transversais.

O SWMM resolve as equações de Saint Venant, simulando, assim, o escoamento ao longo dos canais naturais ou artificiais, zonas de retenção, curvas de regolfo e, aplicando técnicas adequadas, simula o escoamento sob pressão em condutas (ou passagens hidráulicas).

3.3.1 Caracterização hidrológica das sub-bacias hidrográficas

Os dados de entrada do modelo dividem-se em características físicas – a área, o comprimento, a largura, a inclinação e a percentagem de áreas impermeáveis, e as características hidrológicas das bacias hidrográficas – coeficientes de escoamento de Gauckler-Manning-Strickler para as áreas permeáveis e impermeáveis, depressão das áreas permeáveis e impermeáveis, para simular a retenção superficial, e parâmetros de infiltração.

As características físicas foram obtidas seguindo uma metodologia semelhante à apresentada na secção 0. A determinação da percentagem de áreas impermeáveis actual

foi baseada na transformação dos ortofotomapas em imagem binária, (Figura 5 e Figura 6) – para cada sub-bacia foi feita uma análise estatística dos pixéis através do software GRASS. A largura foi determinada através da construção do rectângulo equivalente de cada sub-bacia.



Figura 5. Carta de ocupação do solo com base em Ortofotomapas.



Figura 6. Determinação da percentagem de áreas impermeáveis com base em Ortofotomapas.

A caracterização hidrológica das bacias teve em conta os parâmetros característicos apresentados na bibliografia da especialidade. A depressão superficial "d" (mm) foi determinada segundo Butler e Davis, 2010:

(1)

$$d = \frac{k}{\sqrt{s}}$$

em que:

k – coeficiente dependente do tipo de superfície (0.007 mm para superfícies impermeáveis e 0.28 mm para superfícies permeáveis);

s – inclinação da sub-bacia.

Valores típicos para a depressão superficial são 0.5-2 mm em áreas impermeáveis, 2.5-7.5 mm em zonas planas e até 10 mm em jardins.

Tal como referido anteriormente, foi usado o método de Horton para modelar a infiltração e os parâmetros característicos usados foram:

Quadro 3. Parâmetros usados para o método de Horton.

Taxa de infiltração máxima (mm/h)	75
Taxa de infiltração mínima (mm/h)	3
Constante de decaimento (1/h)	2

3.3.2 Calibração/Validação

A calibração do modelo construído foi feita através do ajuste dos parâmetros característicos do modelo apresentados anteriormente. Após diversas visitas ao local, e da análise da cartografia existente, foi possível aplicar diversos valores tabelados na bibliografia da especialidade, nomeadamente valores para a rugosidade dos canais naturais e artificiais, rugosidade média de subáreas permeáveis e impermeáveis e valores para a infiltração. Os resultados obtidos foram comparados com diferentes métodos de cálculo, e os resultados para as cheias registadas (1969 e 2001) permitiram obter um modelo calibrado e validado.

4 MAPAS DE RISCO DE INUNDAÇÃO

Em resposta ao problema das inundações, a União Europeia criou a Directiva 2007/60/CE, relativa à avaliação e gestão dos riscos de inundações, e esta alerta que "(9) No desenvolvimento das políticas relativas à utilização da água e do solo, os Estados-Membros e a Comunidade deverão ter em conta os impactos potenciais dessas políticas nos riscos de inundações e a gestão de tais riscos.", as políticas devem "(10) basear-se nas particularidades locais e regionais" e "(13) deverão ter em conta as características próprias das zonas a que se referem e prever soluções específicas para cada caso, de acordo com as necessidades". Além de avaliar o risco de inundações, deverá ser avaliado "(11) o potencial de mitigação das inundações."

Esta directiva europeia também realça que "(18) Os Estados-Membros deverão basear as suas avaliações, cartas e planos nas «melhores práticas» e «melhores tecnologias disponíveis» adequadas que não acarretem custos excessivos no domínio da gestão dos riscos de inundações."

4.1 Mapas de risco de inundação para a situação actual

Foram efectuadas diferentes simulações usando hietogramas com tempos de recorrência (TR) de 5, 10, 20 anos e 50 anos, e durações (tp) iguais e triplas do tempo de concentração da bacia (tc), com vista è elaboração dos mapas de risco de inundação associados a uma probabilidade de ocorrência.

Na (Figura 7) são apresentados os mapas de risco de inundação para os diferentes períodos de retorno.

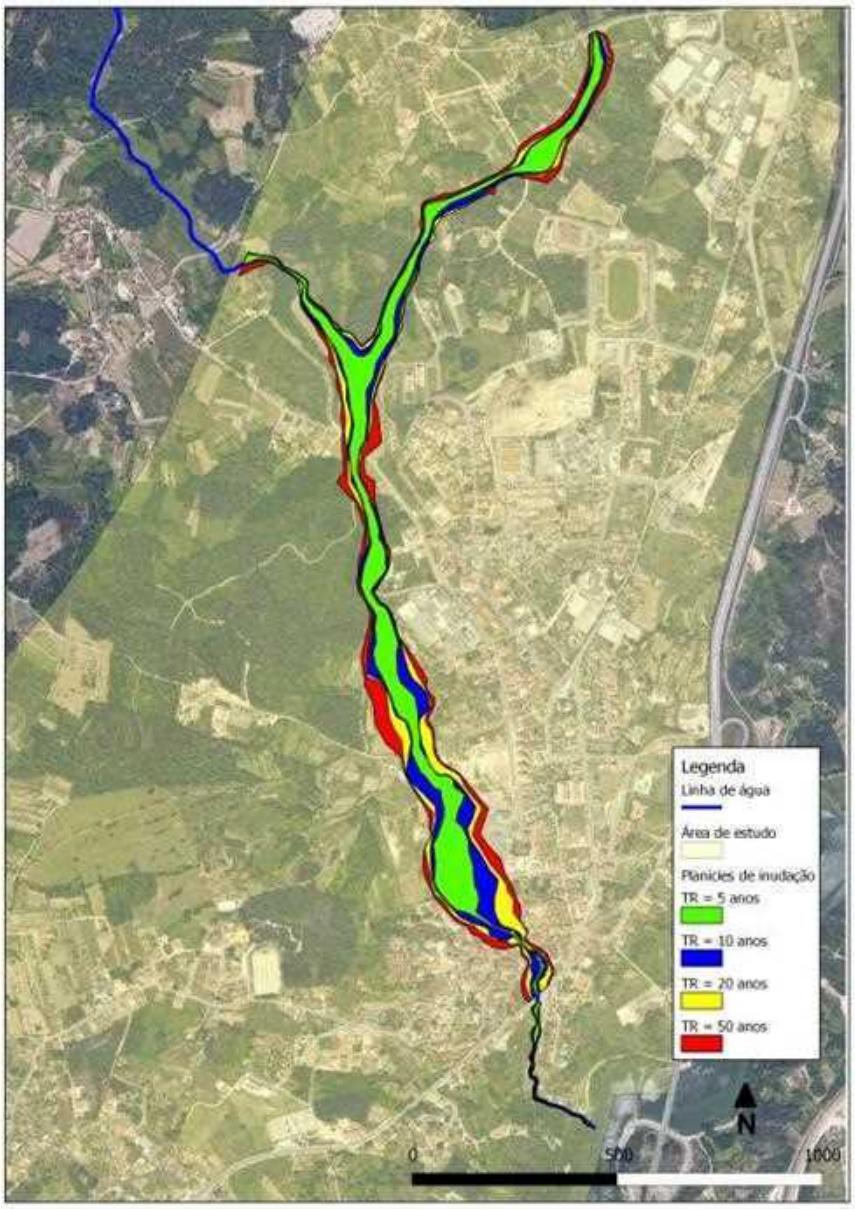


Figura 7. Mapa de risco de inundação com base nas simulações hidráulicas.

4.2 Minimização dos caudais de ponta de cheia

A título de exemplo, apresenta-se uma solução que permite minimizar ou diminuir as planícies de inundação na zona urbana (Figura 12).

A solução apresentada baseia-se em princípios de desenvolvimento sustentável (SUDS – Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentável). Em determinado local, estes sistemas devem ser concebidos para gerir o risco ambiental resultante do escoamento urbano e contribuir, sempre que possível, para o aumento da qualidade ambiental. Os objectivos dos SUDS são, portanto, minimizar os impactos do aumento da quantidade e alteração da qualidade do escoamento superficial, e a integração, desenvolvimento e aumento da biodiversidade. Os projectos de SUDS devem ter por objectivo o restabelecimento do escoamento natural das

linhas de água e a integração harmoniosa do ciclo da água em meio urbano. Como regra geral, devem ter por objectivo reduzir o escoamento de águas pluviais através da integração de estruturas de controlo ao longo do sistema.

A solução apresentada compreende a existência de cinco zonas de inundação controlada que visam o controlo dos caudais desde a origem, permitindo diminuir o caudal afluente ao núcleo urbano, de forma a diminuir o risco de inundação desta área. Estas áreas de inundação são zonas onde o dano é menor, e, sendo áreas com função de acumulação de águas pluviais, não deverá ser permitida qualquer construção que ponha em risco a vida das pessoas ou provoque danos demasiado onerosos.

Nas simulações feitas adoptou-se o terreno natural nas zonas escolhidas para inundação, uma vez que as construções nessas zonas serão mínimas. A principal intervenção será a execução de estruturas de controlo do escoamento à saída, constituídas por orifícios e descarregadores de emergência, junto às passagens hidráulicas, que permitam fazer o controlo dos caudais efluentes das planícies a inundar.

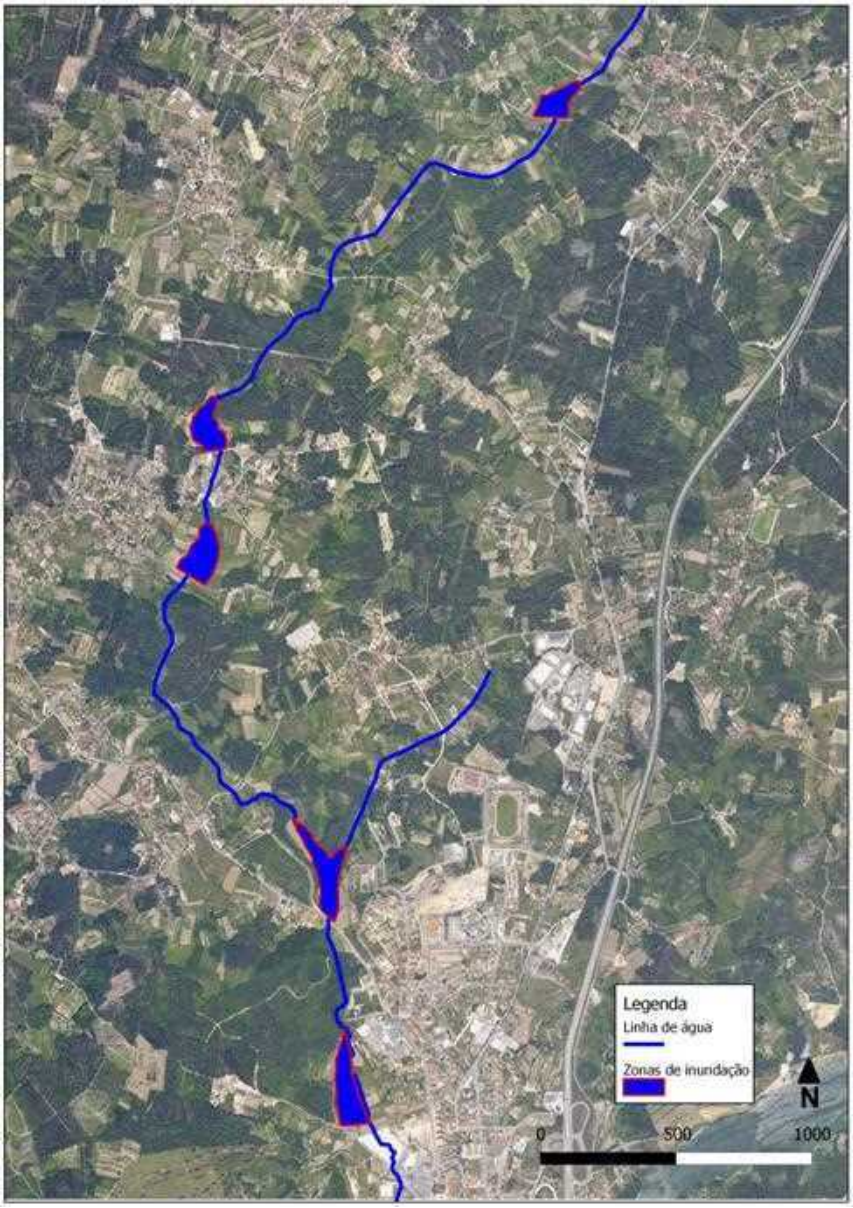


Figura 8. Possível intervenção, com a existência de 5 zonas de inundação e a reformulação do canal junto à nova Avenida.

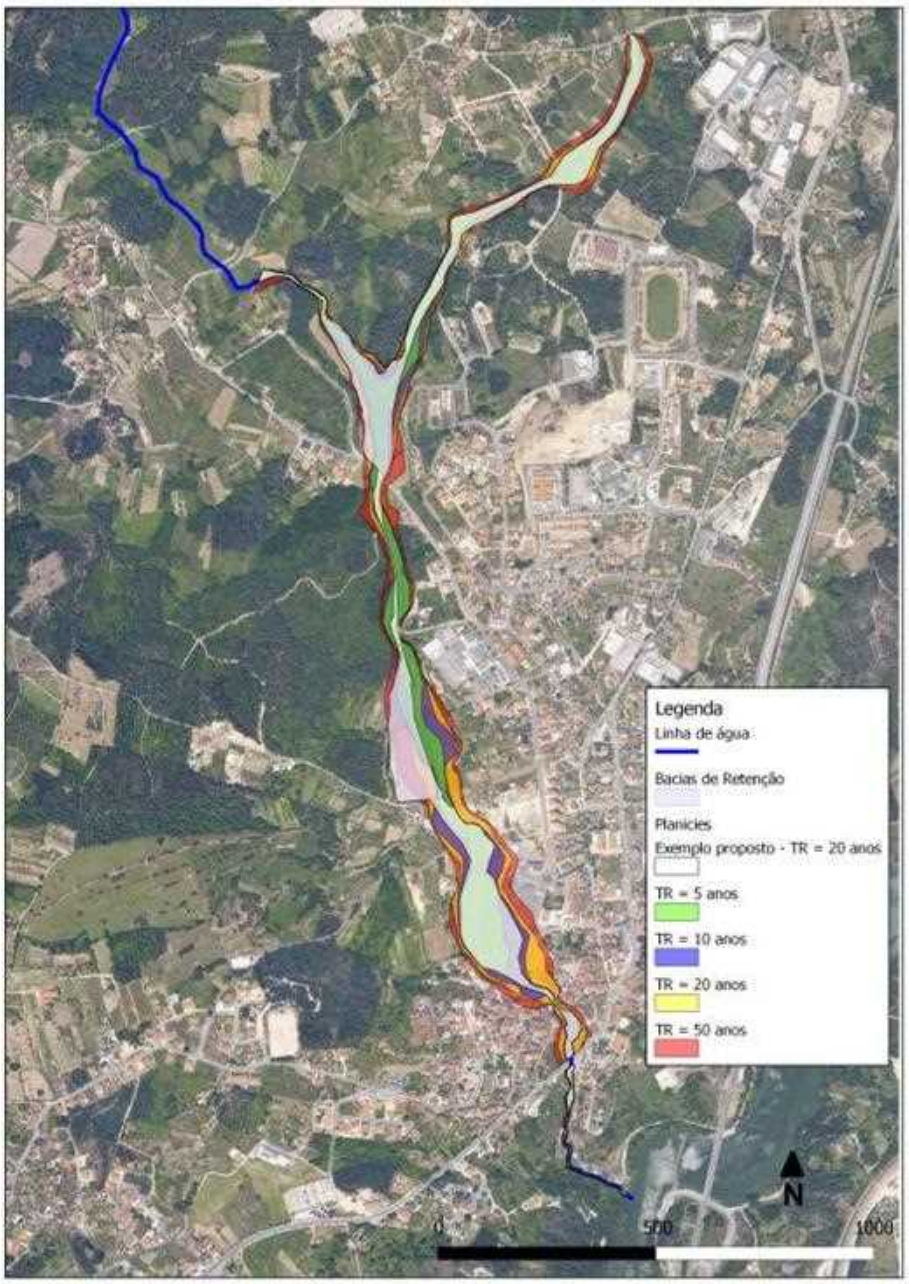


Figura 9. Resultado das simulações para a solução que prevê a existência de 5 zonas de inundação e a reformulação do canal junto à nova Avenida.

Os resultados da simulação (Figura 9) mostram as zonas com a inundação controlada e uma diminuição significativas das restantes áreas inundadas.

5 CONCLUSÕES

O aumento das inundações leva a que as entidades gestoras dos sistemas de águas pluviais tenham, cada vez mais, de definir as áreas de risco de inundação e tomem medidas que minimizem os seus impactos. Para isso, além da necessidade de ter cartas que associam uma possível inundação a uma probabilidade de ocorrência, as medidas de mitigação devem prever a boa e sustentável integração do sistema de drenagem com as envolventes, promovendo o restabelecimento do escoamento natural das linhas de água e a integração harmoniosa do ciclo da água no meio urbano.

Nesta comunicação foi apresentada uma metodologia baseada em softwares *Open Source*, nomeadamente, MapWindow e SWMM, que permitiram definir os mapas de risco de inundação e fazer a análise de diversas situações que minimizam o impacto de precipitações extremas. Os softwares SIG *Open Source*, além de serem isentos de custos de aquisição e de manutenção de licenças, têm a vantagem de permitir o desenvolvimento de ferramentas adaptadas às necessidades dos utilizadores. O SWMM é um software que tem a vantagem de ter o módulo hidrológico interligado com o hidráulico, ao contrário do que acontece com outros softwares, que se especializam apenas num deles. Esta junção permite uma integração total dos dois módulos, sem problemas de compatibilidades, o que facilita a calibração e análise de sensibilidade necessárias em trabalhos de modelação numérica.

AGRADECIMENTOS

O segundo autor agradece o apoio financeiro da Fundação para a Ciência e Tecnologia, Portugal [SFRH / BD / 37797 / 2007].

REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS

BRANDÃO, C., RODRIGUES, R., COSTA, J. (2001). *Análise de fenómenos extremos - Precipitações intensas em Portugal continental.* Instituto da Água – Direcção dos Serviços de Recursos Hídricos.

BUTLER, D., DAVIS, J., (2004). *Urban drainage*. ISBN 0-203-14969-6, 2ª Edição, Taylor & Francis.

Directiva 2007/60/CE do Parlamento Europeu e do Conselho de 23 de Outubro de 2007 relativa à avaliação e gestão dos riscos de inundações.

LEITÃO, J.P., MATOS, J.S., PRODANOVIC, D., MAKSIMOVIC, M., (2008). *Modelos de simulação do escoamento superficial em meio urbano - potencialidades e limitações.* 13º Encontro Nacional de Saneamento Básico, Covilhã.

PORTELA, M.M., MARQUES, P., CARVALHO, F.F., (2000). *Hietogramas de projecto para a análise de cheias baseada no modelo do hidrograma unitário do Soil Conservation Service (SCS).* 5º Congresso da Água, Lisboa.

ESTUDOS SOBRE A APLICABILIDADE DO PROCESSO FENTON NO TRATAMENTO DE LIXIVIADOS PROVENIENTES DE ATERROS SANITÁRIOS.

Francisco D. M. DA SILVA (1); Andrezza R. C. CAMPOS (2); Jorge M. C. MENEZES (3); Fernando F. VIEIRA (4); Geralda G. C. LIMA (5); Carlos A. P. LIMA (6)

(1)Graduando de Química Industrial (UEPB), Aluno de Iniciação Científica (PIBIC/CNPq/UEPB). Fone: (83) 88969854, email danilobs10@hotmail.com

(2)Graduanda de Química Industrial (UEPB), Aluna de Iniciação Científica (PIBIC/CNPq/UEPB). Fone: (83) 88434598, email randrezzac@hotmail.com

(3)Mestrando em Ciência e Tecnologia Ambiental (UEPB). Fone: (83) 87080989, email jmarcellcm@gmail.com.

(4)Doutor em Engenharia Mecânica (UFPB,2002). Professor Titular de Departamento de Química da Universidade Estadual da Paraíba (UEPB), fernanvieira@gmail.com.

(5)Doutora em Engenharia Mecânica, (UFPB, 2002). Professora Titular do Departamento de Química (UEPB).

(6)Doutor em Engenharia Mecânica, (UFPB, 2002). Professor Titular do Departamento de Química (UFPB).

Resumo

O crescimento da população em áreas urbanas e o aumento do consumo de produtos industrializados têm aumentado a geração de resíduos sólidos, que na maioria das vezes são destinados a aterros sanitários. Como resultado da degradação dos resíduos sólidos e da água de chuva é gerado um líquido de coloração escura, com odor desagradável, altamente tóxico, com elevado poder de contaminação que pode se infiltrar no solo, contaminando-o e podendo até mesmo contaminar as águas subterrâneas e superficiais. Esse líquido, chamado lixiviado, pode ter um potencial de contaminação até 200 vezes superior ao esgoto doméstico.

Os Processos Oxidativos Avançados (POA´s) são métodos de tratamento que envolvem a geração de radicais hidroxila (•OH), altamente reativos, que degrada poluentes orgânicos. Os processos Fenton e Foto-Fenton correspondem métodos dos POA's e compreendem a uma mistura de peróxido de hidrogênio (H_2O_2) e sais de ferro. Já o Foto-Fenton utiliza ainda radiação ultravioleta. Através dos resultados dos experimentos, confirmamos que o aumento da carga do catalisador, mostra uma melhor degradação dos compostos orgânicos presentes no lixiviado. Essa pesquisa tem como objetivo avaliar a aplicabilidade dos POA's no tratamento do lixiviado proveniente dos resíduos sólidos dispostos no aterro sanitário da cidade de João Pessoa - PB.

Palavras - chave: fenton; foto-fenton; lixiviado; processos oxidativos avançados.

1 INTRODUÇÃO

O crescimento da população em áreas urbanas e o aumento do consumo de produtos industrializados contribuem para a geração de resíduos sólidos, que na maioria das vezes são destinados a aterros sanitários. A falta de políticas para o gerenciamento destes resíduos sólidos contribui para a poluição do ar, da água e do solo.

Os resíduos sólidos quando depositados em aterros sanitários promove a geração do lixiviado provocando, assim, um problema ambiental devido ao seu alto potencial de contaminação. Para o licenciamento ambiental desses aterros é preciso um sistema de tratamento de efluentes que atinja os padrões exigidos pela legislação. É necessária a busca de alternativas de tratamento eficientes dentro de um padrão de sustentabilidade técnica e econômica. Atualmente, têm-se muitas opções para o tratamento de efluentes, como os processos biológicos e físico-químicos.

Os processos físico-químicos podem apresentar elevada eficiência de remoção da matéria orgânica no tratamento do lixiviado. Neste contexto, os Processos Oxidativos Avançados (POA's) empregando os métodos Fenton e Foto-Fenton, apresentam-se como uma alternativa de pré-tratamento e/ou pós-tratamento que pode ser associada aos processos de tratamento biológico, já que este tipo de tratamento é o mais empregado, no sentido de aumentar a biodegradabilidade do lixiviado, minimizando o tamanho das lagoas, ou aumentando a vazão de lixiviado tratado, pois apresentam elevadas eficiências na remoção de poluentes orgânicos, com custo relativamente baixo e facilidade operacional.

Segundo Neyens & Baeyens (2003), os POA's são métodos de tratamento que envolvem a geração de radicais hidroxila (•OH), altamente reativos, que degrada muitos poluentes orgânicos. Os métodos Fenton e Foto-Fenton correspondem a uma mistura de peróxido de hidrogênio (H_2O_2) e sais de ferro. Já o Foto-Fenton utiliza ainda radiação ultravioleta (UV). O H_2O_2 é um oxidante eficiente, seguro e de custo acessível, sendo utilizado há décadas em aplicações ambientais em todo o mundo.

A eficiência da oxidação empregando o processo Fenton depende das condições do meio de reação, sendo muito importante um estudo destas (Bidga, 1995). Dentre os fatores que podem afetar o processo oxidativo destacam-se a dosagem de reagentes, sendo importante a relação entre a dosagem de oxidante e catalisador, tipo de catalisador, o tempo de reação, o pH do meio e a temperatura (Bidga, 1995; Kang & Hwang, 2000; Alves, 2004).

2 Fundamentação Teórica

2.1 Lixiviado

Como resultado da degradação dos resíduos sólidos e da água de chuva é gerado um líquido de coloração escura, com odor desagradável, altamente tóxico, com elevado poder de contaminação que pode se infiltrar no solo, contaminando-o e podendo até mesmo contaminar as águas subterrâneas e superficiais. Esse líquido, chamado líquido percolado, lixiviado ou chorume, pode ter um potencial de contaminação até 200 vezes superior ao esgoto doméstico.

Além da formação do lixiviado, os resíduos sólidos, ao serem decompostos, geram gases, principalmente o metano (CH_4), que é tóxico e altamente inflamável, e o dióxido de carbono (CO_2) que, juntamente com o metano e outros gases presentes na atmosfera, contribui para o aquecimento global da Terra, já que são gases de efeito estufa.

A composição dos lixiviados é variável e depende, sobretudo, da idade do aterro e da fase de decomposição em que os resíduos depositados se encontram.

2.2 Tratamento do Lixiviado

De maneira geral, não há tecnologia que, atuando isoladamente, consiga tratar resíduos tão recalcitrantes e com elevada carga orgânica como o lixiviado. Os processos convencionais são baseados em sistemas cujas preocupações fundamentais estão associadas principalmente ao custo desse tratamento.

Os principais métodos de tratamento para o lixiviado podem ser divididos em físicos, biológicos, químicos e alternativos.

2.2.2 Tratamento Químico

O Tratamento Químico do Lixiviado será realizado através do Processo de Oxidação Avançado conhecido como Processo Fenton e Foto-Fenton, os quais utilizam uma mistura de peróxido de hidrogênio e um íon ferroso, gerando radicais hidroxilas, altamente reativos, que atacam e destroem a matéria orgânica.

2.2.2.1 Oxidação Química

A oxidação química é um processo que demonstra grande potencial no tratamento de efluentes contendo compostos tóxicos não biodegradáveis. Através de reações químicas de oxidação podem degradar-se componentes orgânicos tóxicos. Os processos oxidativos convencionais utilizam como agentes oxidantes o oxigênio, ozônio, cloro, hipoclorito de sódio, dióxido de cloro, permanganato de potássio e peróxido de hidrogênio (GUEDES, 1998 apud CASTRO, et al. 2001). Existem numerosos compostos que são resistentes à ação direta dos agentes oxidantes convencionais. Nestes casos torna-se necessário recorrer a processos de oxidação avançados, os quais se baseiam na formação de radicais hidroxilas ($^{\cdot}OH$), que apresentam um potencial de oxidação bastante elevado ($E^0 = 2,06V$) e são capazes de reagir com praticamente todas as classes de compostos orgânicos (HIGARASHI et al. 2000 apud CASTRO, et al. 2001). O poder de oxidação deste radical é unicamente superado pelo flúor conforme podemos observar no Quadro 1 (MARTINEZ, et al. 2001).

Quadro 1: Agentes Oxidantes relativos ao Cloro (MARTINEZ, et al. 2001).

Agente Oxidante	Potencial de Oxidação E° (V)
Flúor	2,23
Radical Hidroxil	2,06
Oxigênio Atômico	1,78
Peróxido de Hidrogênio	1,31
Permanganato	1,24
Dióxido de Cloro	1,15
Ácido Hipocloroso	1,10
Cloro	1,00
Bromo	0,80
Iodo	0,54

A grande vantagem destes processos é serem processos destrutivos, isto é, os contaminantes são destruídos quimicamente em vez de sofrerem apenas uma mudança de fase como sucede, por exemplo, em processos de adsorção, filtração, etc. Se a extensão da

oxidação for suficiente, pode até atingir-se a total mineralização dos compostos orgânicos e obter CO_2, H_2O e sais inorgânicos (NEYENS, 2003).

Os vários processos de oxidação química avançada encontram-se divididos em dois grupos: Processos Homogêneos e Processos Heterogêneos. Os primeiros ocorrem numa única fase e utilizam ozônio, peróxido de hidrogênio ou reagente de Fenton como geradores de radicais hidroxilas. Os segundos utilizam semicondutores como catalisadores (dióxido de titânio, óxido de zinco, etc). A utilização de radiação UV e as propriedades semicondutoras do catalisador permitem a formação dos radicais hidroxilas e a conseqüente oxidação do efluente. A fotocatálise heterogênea tem sido bastante estudada tanto com o catalisador em suspensão como suportado em reatores (HIGARASHI et al. 2000 apud CASTRO, et al. 2001). Diversos tratamentos de oxidação avançada estão apresentados no Quadro 2.

Quadro 2: Processos de Oxidação Avançada (HIGARASHI, et al. 2000 apud CASTRO, et al. 2001).

HOMOGÊNEOS		HETEROGÊNEOS	
Com irradiação	Sem irradiação	Com irradiação	Sem irradiação
O_3/Uv	O_3/H_2O_2	Cat./UV	Eletro-Fenton
H_2O_2/UV	O_3/OH-	Cat./H_2O_2/UV	
O_3/H_2O_2/UV	H_2O_2/Fe^{2+} (Fenton)		

2.2.2.1.1 Processos Oxidativos Avançados

A escolha de um ou outro método depende do balanço geral que envolve o custo do processo e fatores como a concentração e volume do efluente. Dentre essas técnicas, os processos oxidativos avançados (POA's) vêm se mostrando como um dos mais adequados para a degradação de poluentes aquosos (TESSARO apud SANZ et al., 2003).

Nas situações em que os processos clássicos de tratamento de efluentes já alcançaram seus limites de eficácia, sendo esta reduzida, torna-se necessária a aplicação de tratamentos terciários ou polimentos finais.

Atualmente, o avanço científico permitiu o aperfeiçoamento e a aplicação dos Processos Oxidativos Avançados (POA's), que são técnicas que se aplicam eficazmente no tratamento de compostos recalcitrantes, ou seja, são capazes de eliminar compostos resistentes aos tratamentos primários e secundários, podendo ser aplicadas a compostos inorgânicos ou orgânicos. A maior vantagem desses processos é a real destruição do poluente tratado, transformando-os em produtos inertes (CO_2, H_2O e ácidos minerais), fato que não ocorre com os processos convencionais de tratamento que promovem apenas transferência de fase do poluente (PASCOAL apud ZAIDI et al., 1995).

Os POA's são caracterizados por sua capacidade de oxidação total ou parcial, resultando neste último caso, em um decréscimo do material orgânico e/ou aumento da biodegradabilidade (TESSARO apud SANZ et al., 2003).

Os processos oxidativos avançados são aqueles que utilizam os radicais hidroxilas para oxidar poluentes em espécies químicas inócuas (geralmente dióxido de carbono e água). Trata-se de uma espécie de elevado poder oxidante (E^0 = 2,06 V), que permite à completa mineralização de inúmeras espécies químicas de relevância ambiental, em tempo relativamente curto (ALBERTINI & REZENDE, 2005). Exemplos de processos oxidativos avançados são a oxidação por H_2O_2, radiação Uv, ozonização, e a combinação destes. Estes processos vêm atraindo grande interesse por serem mais sustentáveis em longo prazo.

2.2.2.1.1.1 Tipos de Processos Oxidativos

- **Sistema Fenton**

Em 1876, H.J.H. Fenton observou pela primeira vez as propriedades fortemente oxidantes de uma solução de peróxido de hidrogênio e íons Fe^{2+} (FENTON, 1876 apud CASTRO, et al. 2001). Utilizando estes reagentes muitas moléculas orgânicas podiam ser facilmente oxidadas sem recorrer a altas pressões, altas temperaturas ou equipamentos complexo. A reação Fenton é definida hoje, como a geração catalítica de radicais hidroxilas a partir da reação em cadeia entre o íon ferroso (Fe^{2+}) e o peróxido de hidrogênio (H_2O_2), em meio ácido, gerando CO_2, H_2O e sais inorgânicos como produto final de sua reação (FLAHERTY, et al. apud CASTRO, et al. 2001; COSTA, et al. 2003; GOLDSTEIN, et al. 1993; ESPLUGAS, et al. 2002).

Atualmente é utilizado para tratar uma grande variedade de compostos orgânicos tóxicos que não são passíveis de tratamentos biológicos. Podem ser aplicados para tratar águas residuais, lamas ou mesmo na remediação de solos contaminados (FENTON'S REAGENT, 2004; MILLIOLI, et al. 2002; BIGDA, 1995 apud CASTRO, et al. 2001). Conforme apresenta KANG et al. (2000), o processo Fenton pode ser dividido em quatro estágios: ajuste de pH, reação de oxidação, neutralização e coagulação/precipitação. Dessa maneira, as substâncias orgânicas são removidas nos estágios de oxidação e coagulação/precipitação.

- **Mecanismo da Reação Fenton**

Na literatura encontramos muitos estudos relacionados com o estabelecimento do mecanismo e com a cinética desta reação. Apesar de não existir ainda um consenso geral, em parte condicionado pela complexidade do mecanismo, parece ser geralmente aceito que um passo limitante é a formação dos radicais hidroxilas (·OH). O íon ferroso inicia e catalisa a decomposição do H_2O_2, resultando na geração destes radicais, conforme a reação (2.2). A geração dos mesmos envolve uma seqüência complexa de reações em solução aquosa. Nas reações (2.4) e (2.7) notamos a regeneração do íon ferroso a partir do íon férrico que reage com peróxido de hidrogênio e com os radicais hidroperoxil, dando sustentabilidade ao processo Fenton.

O peróxido de hidrogênio pode atuar tanto como seqüestrante de radicais hidroxilas conforme a reação (2.8), ou como iniciador através da reação (2.2). O mecanismo de geração catalítica dos radicais hidroxilas provado e aceito desde 1971 está descrito abaixo (NEYENS, 2003; FLAHERTY, et al. apud CASTRO, et al. 2001; WALLING, 1972).

$$Fe^{2+} + H_2O_2 \rightarrow Fe^{3+} + OH^- + HO^{\cdot} \quad (2.2)$$
$$Fe^{2+} + HO^{\cdot} \rightarrow Fe^{3+} + OH^- \quad (2.3)$$
$$Fe^{3+} + H_2O_2 \leftrightarrow Fe\text{-}OOH^{2+} + H^+ \quad (2.4)$$
$$Fe\text{-}OOH^{2+} \rightarrow HO_2^{\cdot} + Fe^{2+} \quad (2.5)$$
$$Fe^{2+} + HO_2^{\cdot} \rightarrow Fe^{3+} + HO_2^- \quad (2.6)$$
$$Fe^{3+} + HO_2^{\cdot} \rightarrow Fe^{2+} + H^+ + O_2 \quad (2.7)$$
$$H_2O_2 + HO^{\cdot} \rightarrow HO_2^{\cdot} + H_2O \quad (2.8)$$

O estudo deste mecanismo levou às seguintes conclusões: Com excesso de íons Fe^{2+} ocorrem preferencialmente as reações (2.2) e (2.3); Já com excesso de H_2O_2 em meio ácido ocorrem preferencialmente às reações (2.2), (2.8) e (2.6) e as reações (2.7) e (2.4)

são desprezáveis. Para concentrações semelhantes de Fe^{2+} e H_2O_2 ocorrem apenas às reações (2.2), (2.3), (2.8) e (2.6).

A oxidação de compostos orgânicos com reagente Fenton pode ocorrer através de um mecanismo de reação em cadeia na qual a etapa limitante é a formação de radicais hidroxilas (FLAHERTY, et al. apud CASTRO, et al. 2001). Pode-se observar pela reação (2.10) que o radical hidroxila ($\cdot OH$) ataca o composto orgânico (R-H) e causa a sua decomposição química formando radicais ($R^{\cdot}$) os quais são altamente reativos e podem também ser oxidados (SHENG, et al. 1997).

$$Fe^{2+} + H_2O_2 \rightarrow Fe^{3+} + OH^- + HO^{\cdot} \quad (2.9)$$
$$R\text{-}H + HO^{\cdot} \rightarrow R^{\cdot} + H_2O \quad (2.10)$$
$$R^{\cdot} + H_2O_2 \rightarrow ROH + HO^{\cdot} \quad (2.11)$$
$$Fe^{2+} + HO^{\cdot} \rightarrow Fe^{3+} + OH^- \quad (2.12)$$
$$R^{\cdot} + HO^{\cdot} \rightarrow ROH \quad (2.13)$$
$$2R^{\cdot} \rightarrow Produtos \quad (2.14)$$

Os estudos realizados em relação à cinética da reação estão condicionados quer pelo tipo de substrato orgânico presente no efluente, quer pelas condições em que se realiza a oxidação. No entanto, é consensual que a temperatura, a quantidade de matéria orgânica, as concentrações de peróxido e de ferro influenciam a velocidade da reação. Vários estudos indicam que a reação global é de primeira ordem em relação à concentração de substrato orgânico (GUEDES, 1998 apud CASTRO, et al. 2001; LAAT, 1999; WALLING, 1975; SHENG, et al. 1997; DE HEREDIA, et al.2001).

- **Sistema Foto-Fenton**

O processo Foto-Fenton é um dos Processos Oxidativos Avançados mais estudados. No seu mecanismo clássico, radicais hidroxilas são formados pelas reações de oxidação e redução de íons Fe^{+2} na presença de peróxido de hidrogênio e radiação Ultravioleta (UV). Na primeira etapa, os íons ferrosos são oxidados pelo H_2O_2 (Reação de Fenton), gerando radicais hidroxilas (2.15). Na segunda etapa, os íons férricos (Fe^{3+}) são reduzidos fotoquimicamente para o estado de oxidação inicial (Fe^{2+}), (2.16), que reage novamente com peróxido de hidrogênio gerando mais radicais hidroxilas (TESSARO apud MORAES et al., 2004; TESSARO apud NEUMANN & QUINA, 2002).

$$Fe^{2+} + H_2O_2 \rightarrow Fe^{3+} + \cdot OH \quad (2.15)$$
$$Fe^{3+} + H_2O + hv \rightarrow Fe^{2+} + H^+ + \cdot OH \quad (2.16)$$

Devido à sua alta reatividade, radicais hidroxilas podem reagir com uma grande variedade de classes de compostos, promovendo sua total mineralização para compostos inócuos como CO_2 e água (NOGUEIRA e JARDIM,1998). A fotocatálise pertence à classe dos processos oxidativos avançados, pois o radical hidroxila é gerado a partir da sua reação, na quebra da molécula de água.

De acordo com o número de fases do sistema, eles são divididos em sistemas homogêneos e heterogêneos. As reações onde o catalisador e o substrato formam uma única fase são considerados homogêneos. Quando o fotocatalisador e o substrato estão em fases distintas, podendo ser sólido-líquido ou sólido-gasoso, respectivamente, tem-se um sistema heterogêneo (GOSWAMI,1997).

3 Metodologia, Resultados e Considerações Finais

A pesquisa foi realizada nas dependências do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Estadual da Paraíba, em Campina Grande – Paraíba, no Laboratório de Pesquisa em Ciências Ambientais (LAPECA), do Departamento de Química.

Para alcançar os objetivos deste projeto, as etapas seguintes foram adotadas como metodologia de trabalho:

3.1 Planejamento Experimental

Foi feito um planejamento experimental do tipo fatorial, cujo objetivo é determinar o número de experimentos a ser realizado, para que seja possível avaliar a influência dos diversos parâmetros operacionais, sobre o desempenho do tratamento.

Quadro 3: Planejamento experimental

Processos	Variáveis Analisadas
Fenton	✓ Tempo, ✓ pH, ✓ Condutividade elétrica, ✓ Concentração de $FeSO_4$, ✓ Concentração de H_2O_2.
Foto-Fenton	✓ Tempo, ✓ pH, ✓ Condutividade elétrica, ✓ Concentração de $FeSO_4$, ✓ Concentração de H_2O_2, ✓ Taxa de radiação Ultravioleta (UV).

3.1.1 Sistema Experimental

Foi montado um reator tanque do tipo batelada, em escala de bancada com capacidade de tratar até 1000 mL de lixiviado, este sistema está mostrado na Figura 5. O sistema experimental foi utilizado para os ensaios do processo Fenton e para os ensaios do processo Foto-Fenton, o sistema possui três lâmpadas ultravioletas com dois agitadores eletromagnéticos com um sistema de aquecimento.



Figura 1: Sistema experimental

3.1.2 Caracterização Química do Lixiviado

A caracterização do lixiviado antes e após a realização dos processos de tratamentos foi feita mediante a determinação dos seguintes parâmetros: pH, Demanda Química de Oxigênio (DQO) e Condutividade Elétrica, sempre usando a metodologia proposta pelo *Standard Methods for Examination of Water e Wastewater* (APHA,1998).

3.1.3 Parâmetros Operacionais

No processo Fenton, o planejamento foi feito com as seguintes variáveis: quantidades de Ferro e de peróxido de hidrogênio, tempo e pH. No Foto-Fenton, além das variáveis citadas anteriormente, foi analisada a influência da intensidade de radiação Ultravioleta (UV).

3.1.4 Ensaios Usando os Processos Fenton e Foto-Fenton

Para a avaliação do processo Fenton, foi usado apenas o reator do tipo tanque, de tal forma que possamos evitar a incidência de qualquer tipo de radiação sobre o lixiviado a ser tratado e os ensaios serão feitos a temperatura ambiente. Os valores dos parâmetros operacionais tempo, pH, concentração de Ferro (+2) e de Peróxido de Hidrogênio foram definidos pelo planejamento experimental, de acordo com a tabela 4. O acompanhamento do processo de tratamento foi feito mediante a retirada de alíquotas em intervalos de tempos regulares de 30 minutos, ao final de 3 horas as amostras foram analisadas através da Demanda química de Oxigênio (DQO).

Para a avaliação do processo Foto-Fenton, foram usados os dois sistemas experimentais e os ensaios foram feitos à temperatura ambiente. Os valores dos parâmetros operacionais tempo, pH, concentração de Ferro (+2) e de Peróxido de Hidrogênio e taxa de incidência de radiação UV foram definidos pelo planejamento experimental, de acordo com a tabela 4. O acompanhamento do processo de tratamento foi feito mediante a retirada de alíquotas em intervalos de tempos regulares de 30 minutos, ao final de 3 horas as amostras foram analisadas através da Demanda química de Oxigênio (DQO).

3.2 Resultados

3.2.1 Caracterização do Lixiviado para o Processo Fenton

Todas as análises foram desenvolvidas utilizando as condições citadas anteriormente na metodologia. Foi manipulado o pH para determinar a melhor faixa de variação entre o pH 3, 7 e 9, e em seguida a concentração do catalisador de Peróxido de Hidrogênio (H_2O_2) 0,1% e 0,2% e a do Fe^{+2} 0,1% e 0,2%, conforme o Quadro 4.

Quadro 4: Planejamento experimental em relação as diferentes análises de pH e concentração de Catalisador (Cc).

Experimento	pH	Cc % (H_2O_2)	Cc % (Fe^{+2})
1	9	0,1	0,1
2	9	0,2	0,2
3	7	0,1	0,1
4	7	0,2	0,2
5	3	0,1	0,1
6	3	0,2	0,2

3.2.1.1 Tratamento do Lixiviado Através do Processo Fenton

3.2.1.1.1 Influência na Quantidade De H_2O_2

As Figuras de 2 a 4 mostram a influência da carga de peróxido de hidrogênio sobre o decaimento da DQO no efluente e sobre as variações de pH e condutividade elétrica.

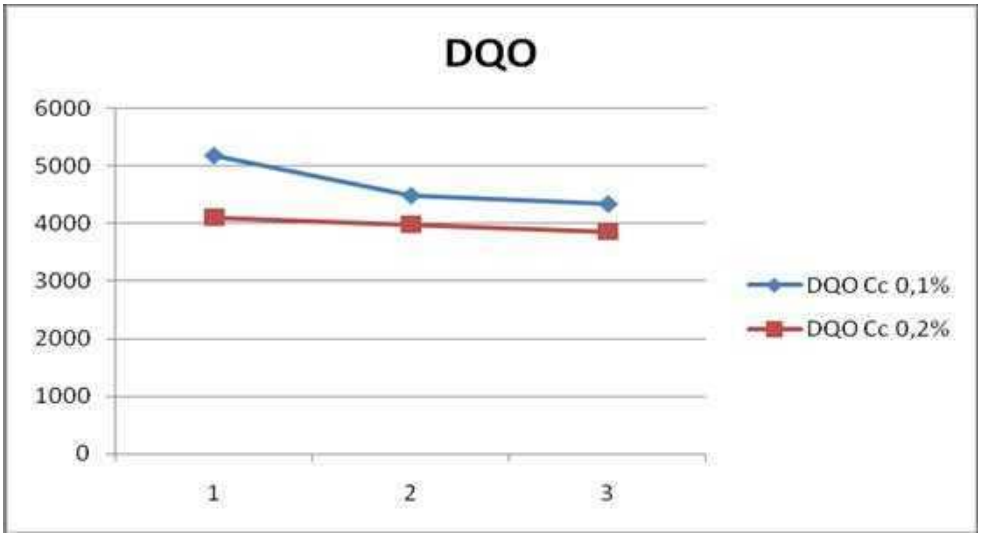


Figura 2: Condições experimentais do processo de degradação do lixiviado tendo como características Cc 0,1% e 0,2%; pH = 9.

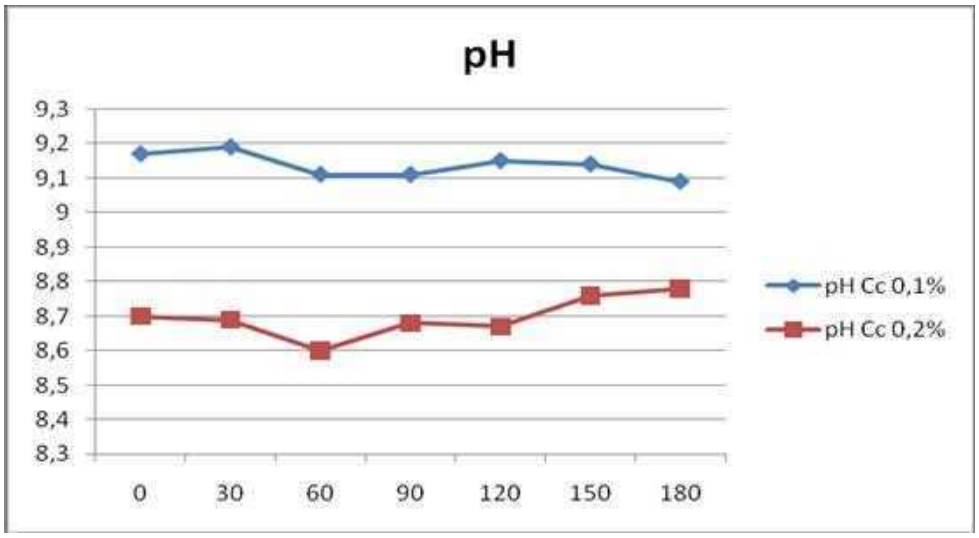


Figura 3: Variação de pH do experimento de pH = 9 inicial ao decorrer da análise.

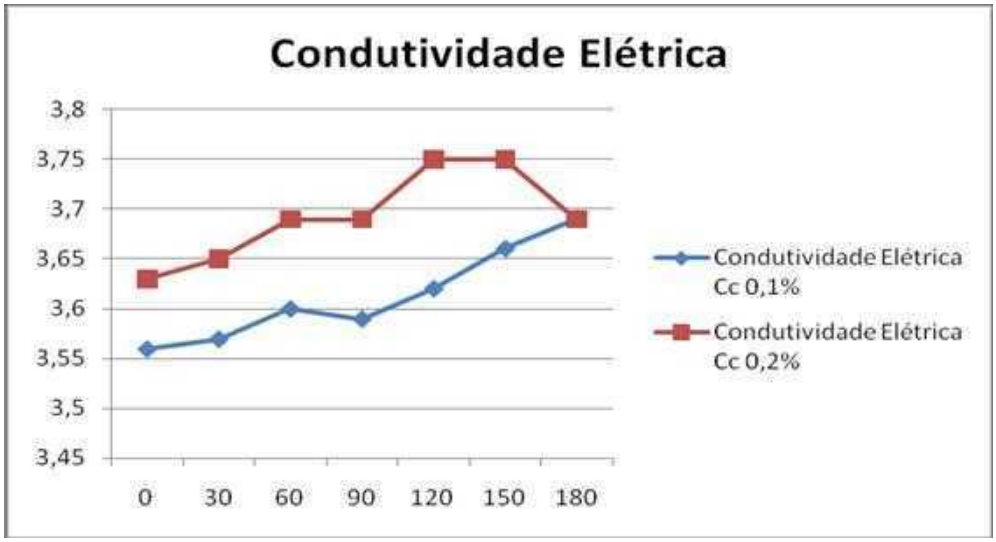


Figura 4: Análise da condutividade elétrica.

Podemos observar que existe uma dependência direta entre a redução da DQO e a carga de catalisador, ou seja, quanto maior a quantidade de catalisador, maior será a probabilidade da geração de radicais hidroxilas e por conseqüência maior será a redução de DQO.

Com relação à variação de pH e condutividade elétrica, podemos observar que houve uma relativa diminuição do pH e conseqüentemente o aumento da condutividade elétrica, tendo em vista que o aparecimento de espécies ácidas contribuindo para este aumento de condutividade elétrica.

3.2.1.1.2 Influência do pH

As Figuras 5 a 7 mostram a influência do pH no decaimento da DQO no efluente com variação de pH 3, 7 e 9.

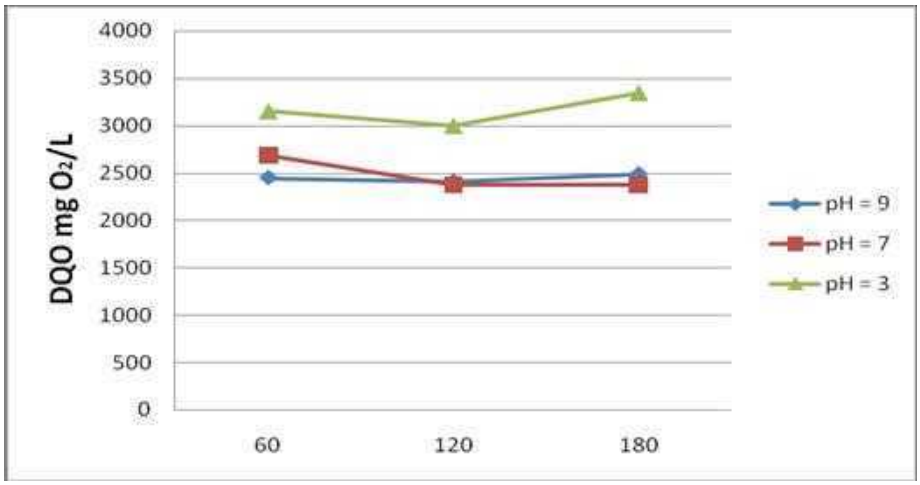


Figura 5: Condições experimentais do processo de degradação do lixiviado tendo como características Cc 0,2%, pH 3,7 e 9.

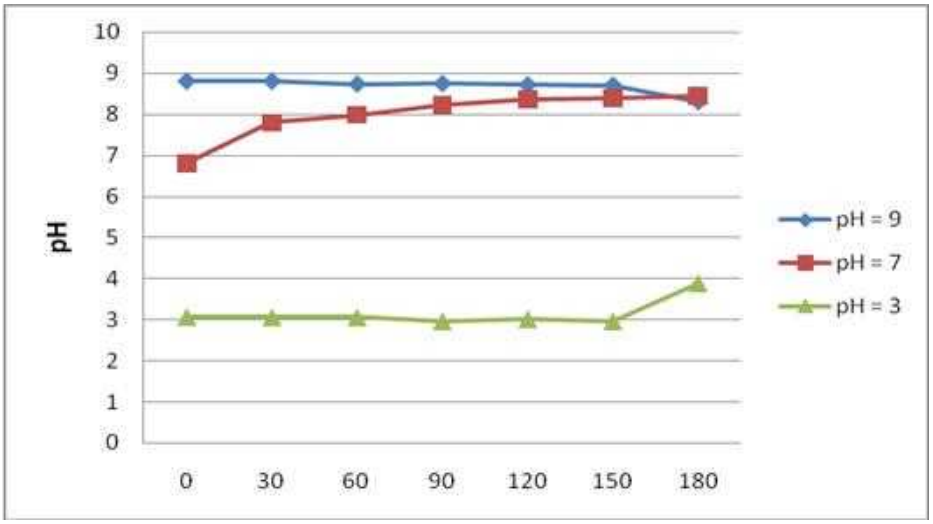


Figura 6: Variação de pH do experimento de pH 3,7 e 9 inicial ao decorrer da análise.

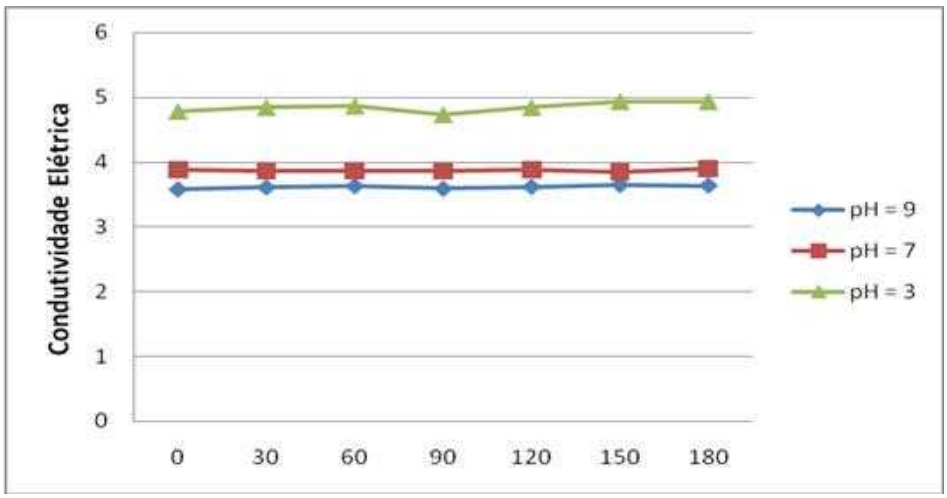


Figura 7: Analise da condutividade elétrica

Partindo das analises pode-se dizer que ocorreu uma alteração significativa na degradação de DQO em relação à variação de pH no decorrer do experimento. Observando-se também que não ocorreu mudança brusca no pH, percebesse que o pH = 3 apresenta uma maior condutividade elétrica.

3.2.1.2 Caracterização do Lixiviado para o Processo Foto-Fenton

Todas as análises foram desenvolvidas utilizando as condições citadas anteriormente na metodologia. Os experimentos foram mantidos em pH inicial 9 sendo a concentração do catalisador variada de Peróxido de Hidrogênio (H_2O_2) com relação ao Fe^{+2} como mostra o Quadro 5.

Quadro 5: Planejamento experimental em relação as diferentes análises de Concentrações dos Catalisadores (Cc).

Experimentos	Cc (PPM) de H_2O_2	Cc (PPM) de Fe^{+2}	Números de lâmpadas U.V.
1	250	250	1
2	250	500	1
3	500	250	1
4	500	500	1
5	250	250	2
6	250	500	2
7	500	250	2
8	500	500	2
9	250	250	3
10	250	500	3
11	500	250	3
12	500	500	3

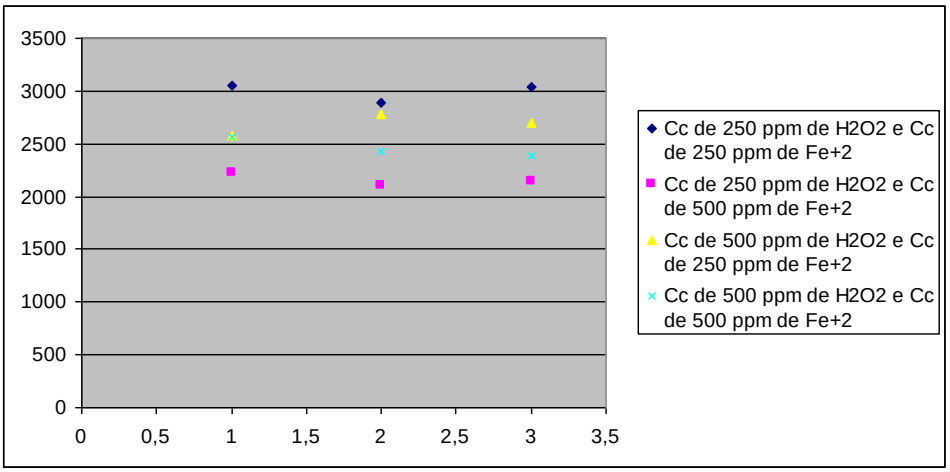


Figura 8: Demanda Química de Oxigênio (em mg O_2/L) por tempo em horas das diferentes variações de concentrações de H_2O_2 e Fe^{+2} com relação a incidência de radiação de uma lâmpada ultravioleta.

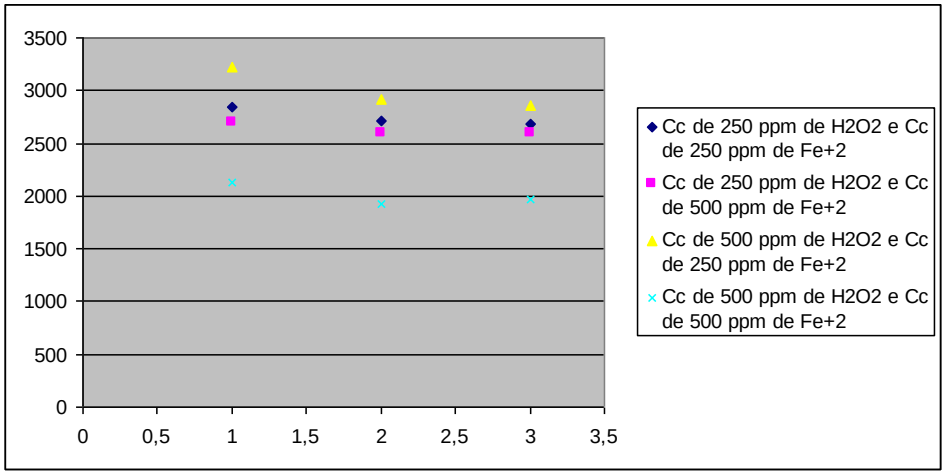


Figura 9: Demanda Química de Oxigênio (em mg O_2/L) por tempo em horas das diferentes variações de concentrações de H_2O_2 e Fe^{+2} com relação a incidência de radiação de duas lâmpadas ultravioleta.

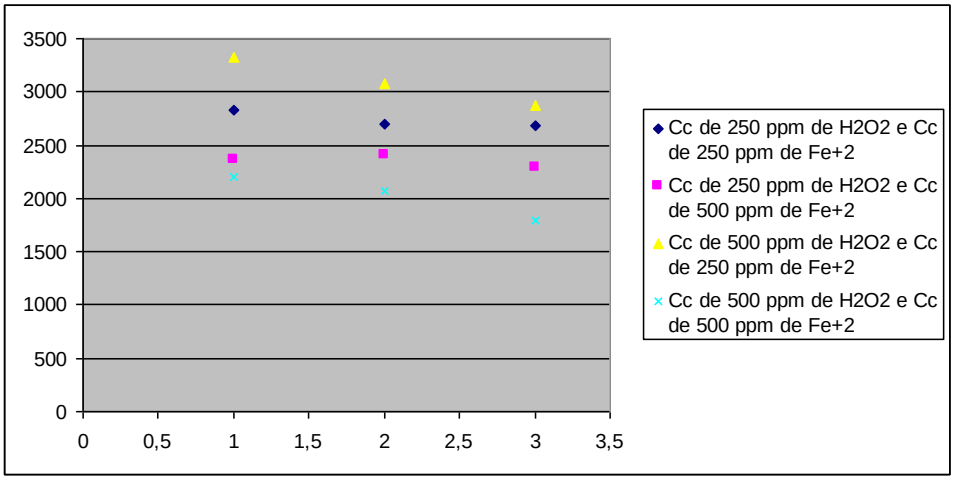


Figura 10: Demanda Química de Oxigênio (em mg O_2/L) por tempo em horas das diferentes variações de concentrações de H_2O_2 e Fe^{+2} com relação a incidência de radiação de três lâmpadas ultravioleta.

Sabe-se que no processo Foto-Fenton os radicais hidroxilas são formados pelas reações de oxidação e redução de íons Fe^{+2} na presença de peróxido de hidrogênio e radiação UV. Na primeira etapa, os íons ferrosos são oxidados pelo H_2O_2 (Reação de Fenton), gerando radicais hidroxilas. Na segunda etapa, os íons férricos (Fe^{3+}) são reduzidos fotoquimicamente para o estado de oxidação inicial (Fe^{2+}), que reage novamente com peróxido de hidrogênio gerando mais radicais hidroxilas. Assim, nota-se que degradação foi satisfatório para as concentrações tendo uma incidência de radiação de três lâmpadas Ultravioleta, uma vez que, com o aumento da radiação UV aumenta a concentração de radicais hidroxilas, sendo os valores da DQO baixos em comparação com as concentrações tendo uma incidência de radiação de uma lâmpada UV.

3.3 **Considerações Finais**

Pode-se concluir através desses resultados que com o aumento da carga do catalisador, mostra-se uma melhor degradação dos compostos orgânicos presentes no efluente de aterros sanitários.

Observou-se também que a variação do pH influenciou significativamente no comportamento da degradação dos compostos orgânicos, sendo os pHs próximos de 5 mais efetivos para a degradação do efluente.

O método Foto-Fenton demonstrou-se mais eficientes para o tratamento do lixiviado do que o método Fenton, uma vez que, a radiação ultravioleta pela redução fotocatalítica torna maior a produção de radicais hidroxilas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBERTINI, L.A.S.L.C., REZENDE, M.O.O. (2005). *Tratamento de resíduos químicos: guia prático para solução dos resíduos químicos em instituições de ensino superior.* São Carlos, São Paulo. Volume 1.

APHA, AWWA, WEF. (1998). *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*, 20th Ed.Washington.

BIGDA, R.J. (1995). Consider Fenton's Chemistry for Wastewater Treatment. Chemical Engineering Progress, p.62-66, **apud** CASTRO, J.P., FARIA, P. (2001) *Oxidação Química com Reagente Fenton.* Projeto de Investigação. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Química. Porto.

COSTA, R.C.C., SANTOS, F.A., GAMA, L.A., SILVA, L.A., ARDISSON, J.D.A., YOSHIDA, M.I., CARVALHO, C.F., LAGO, R.M. (2003). Novo Sistema Fenton Baseado no Compósito Fe^0/Fe_3O_4 utilizado para Oxidação de Contaminantes Orgânicos com H_2O_2. In *Anais do 12° Congresso Brasileiro de Catálise*, p.999-1003.

FENTON, H.J.H. (1876). On a New Reaction of Tartaric Acid (Letter to the editor), Chemical News, **apud** CASTRO, J.P., FARIA, P. (2001). *Oxidação Química com Reagente Fenton.* Projeto de Investigação. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Química. Porto.

FENTON'S REAGENT. *Iron-Catalyzed Hydrogen Peroxide*. http://www.h2o2.com/applications/industrialwastewater/fentonsreagent.html. (Acedido a 16 de maio de 2010).

FLAHERTY, K.A., HUANG, C.P.. Continuous Flow Applications of Fenton's Reagent for the Treatment of Refractory Wastewaters **apud** CASTRO, J.P., FARIA, P. (2001). *Oxidação Química com Reagente Fenton.* Projeto de Investigação. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Química. Porto.

GOLDSTEIN, S., MEYERSTEIN, D., CZPSKI, G. (1993). *The Fenton Reagents*. Free Radical Biology & Medicine, v.15, p.435-445.

GOSWAMI, D.Y. (1997). A Review of Engineering Developments of Aqueous Phase Solar Photocatalytic Detofication and Desinfection Processes. *Journal of Solar Energy Engineering*, Vol. 119, pp. 101-107.

GUEDES, A.M.F.M, (1998). Oxidação Química com Reagente de Fenton: Aplicação às águas de cozimento da cortiça, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, **apud** CASTRO, J.P., FARIA, P. (2001). *Oxidação Química com Reagente Fenton*. Projeto de Investigação. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Química. Porto.

HIGARASHI, M. M., MOREIRA, J.C., OLIVEIRA, A. S., FERREIRA, L.F.V. (2000). A Utilização de Processos Oxidativos Avançados na Descontaminação do Meio Ambiente, **apud** CASTRO, J.P., FARIA, P. (2001). *Oxidação Química com Reagente Fenton*. Projeto de Investigação. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Química. Porto.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). Censo demográfico 2000: *Características da População e dos Domicílios* (resultados do universo). Rio de Janeiro, 2001.

KANG, Y.W., CHO, M., HWANG, K. (1999). Correction of Hydrogen Peroxide Interference on Standard Chemical Oxygen Demand Test. *Water Research*. v.33, n°5, p.1247 – 1251.

KANG, Y.W., HWANG, K. (2000). Effects of Reaction Conditions on the Oxidation Efficiency in the Fenton Process. *Water Research*. v.34, n°10, p.2786 - 2790.

LANGE, L.C., ALVES, J.F., AMARAL, M.C.S., JÚNIOR, W.R.M. (2006). *Tratamento de Lixiviado de Aterro Sanitário por Processo Oxidativo Avançado Empregando Reagente de Fenton.* Artigo técnico. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG). Belo Horizonte, Minas Gerais.

MARTINEZ, E.C., LÓPEZ, G.D. (2001). *Tratamiento Químico de Contaminantes Orgánicos – El Processo Fenton*. Ingenieria Química (Espãna), n°.375, p.149-151.

NEYENS, E., BAEYENS, J. (2003). A Review of Classic Fenton's Peroxidation as an Advanced Oxidation Technique. *Journal of Hazardous Materials*, B98, p.33-50.

NOGUEIRA, R.F.P. (1995). *Fotodestruição de Compostos Potencialmente Tóxicos Utilizando TiO_2 e Luz Solar.* Tese de Doutorado. Universidade Estadual de Campinas. Campinas, São Paulo.

NOGUEIRA, R.F.P., JARDIM, W. F. (1998). *A Fotocatálise Heterogênea e sua Aplicação Ambiental.* Química Nova, São Paulo, v.21, n.1, p.69-72.

PASCOAL, S.A., LIMA, C.A.P., SOUSA, J.T., LIMA, G.G.C., VIEIRA, F.F. (2007). Aplicação de radiação UV artificial e solar no tratamento fotocatalítico de efluentes de curtume. Química Nova, Vol. 30, N°.5, 1082-1087, **apud** DANIEL, L. A. (2001). *Processos de desinfecção e desinfetantes alternativos na produção de água potável.* Projeto PROSAB, Rima, ABES: Rio de Janeiro.

PASCOAL, S.A., LIMA, C.A.P., SOUSA, J.T., LIMA, G.G.C., VIEIRA, F.F. (2007). Aplicação de radiação UV artificial e solar no tratamento fotocatalítico de efluentes de curtume. Química Nova, Vol. 30, N°.5, 1082-1087, apud ZAIDI, A.H., CRITTENDEN, J.C., HAND, D.W., PERRAL, D.L. (1995). *Proceedings of the 1995 American Solar Energy Society Annual Conference.* Minnesota, EUA.

SCHIMANKO, H. (2008). *Sistemas de Tratamento do Lixiviado de Aterro Sanitário.* Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Maria (UFSM). Santa Maria, Rio Grande do Sul.

SCHEUNEMANN, R. (2005). *Regeneração de Areia de Fundição Através de Tratamento Químico Via Processo Fenton.* Dissertação de mestrado em Engenharia Química. Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Florianópolis, Santa Catarina.

SHENG, H.L.; CHO, C.L. (1997). Fenton Process for Treatment of Desizing Wastewater. *Water Research*. vol. 31, n° 8, p.2050 - 2056.

SILVA, S.M.C.P., FERNANDES, F., LEONE, G. (2000).Possibilidades do Tratamento Físico-Químico para Redução de Carga Orgânica e Precipitação de Metais Pesados do Chorume Produzidos em Aterros Sanitários. In *IX Simpósio Luso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental (SILUBESA)*. Porto Seguro, Bahia.

TESSARO, E.P. (2008). *Avaliação de Processos Oxidativos para o tratamento ambientalmente adequado de fluidos de corte.* Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Instituto de Química de São Carlos, da Universidade de São Paulo. São Carlos, São Paulo. p. 32-35, **apud** SANZ, J., LOMBRANA, J.I., DE LUIS, A.M., ORTUETA, M., VERONA, F. (2003) Microwave and Fenton's reagent oxidation of wastewater. Environmental Chemistry: p. 45-50.

TESSARO, E.P. (2008). *Avaliação de Processos Oxidativos para o tratamento ambientalmente adequado de fluidos de corte.* Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Instituto de Química de São Carlos, da Universidade de São Paulo. São Carlos, São Paulo. p. 32-35.

TESSARO, E.P. (2008). *Avaliação de Processos Oxidativos para o tratamento ambientalmente adequado de fluidos de corte.* Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Instituto de Química de São Carlos, da Universidade de São Paulo. São Carlos. p. 32-35, **apud** MORAES, J.E.F.S. D.N., QUINA, F.H., CHIAVONE, F.O., NASCIMENTO, C.A.O. (2004). Utilization of Solar Energy in the Photodegradation of Gasoline in Water and of Oil-Field-Produced Water. Environ. Sci. Technol.: 38: p. 3746-3751.

TESSARO, E.P. (2008). *Avaliação de Processos Oxidativos para o tratamento ambientalmente adequado de fluidos de corte.* Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Instituto de Química de São Carlos, da Universidade de São Paulo. São Carlos, São Paulo. p. 32-35, **apud** NEUMANN, M.G., QUINA, F.H. (2002). A fotoquímica no Brasil. Química Nova. 25 (1): p. 34-38.

VIEIRA, B.G.A. (2009). *Aplicação do Processo Fotocatalítico Heterogêneo na Degradação do Esgoto Doméstico.* Trabalho Acadêmico Orientado apresentado ao programa de graduação de Engenharia Sanitária e Ambiental. Centro de Ciências e Tecnologia, Universidade Estadual da Paraíba (UEPB), Departamento de Química. Campina Grande, Paraíba.

ETA DE S. JORGE: DA CONCEPÇÃO À CONSTRUÇÃO

Pedro C. BASTOS (1); Liliana G. AFONSO (2); Ana I. BRAGA (3)

A ETA de S. Jorge é uma das últimas grandes instalações de tratamento construídas em Portugal. Em pleno funcionamento permitirá abastecer em alta cerca de 250 000 consumidores do Alto Minho.

A sua construção, consagrada no Contrato de Concessão celebrado em 2000 entre o Estado Português e a Águas do Minho e Lima, visa satisfazer as carências de abastecimento de água na região.

Os estudos iniciaram-se com a elaboração de relatórios preliminares para definição técnica do Sistema Multimunicipal. Em 2001, iniciou-se um programa de caracterização da qualidade da água bruta com vista à definição das etapas de tratamento a adoptar.

Em 2005 a empresa projectista COBA foi seleccionada para desenvolver o projecto base da ETA com uma capacidade de 500 l/s. Foram realizados ensaios de tratabilidade que, em complemento com o controlo analítico, conduziram à solução que viria a ser implementada pelo consórcio construtor Monte Adriano/Degrémont.

A obra decorreu entre 2006 e 2009, encontrando-se a instalação presentemente na fase de arranque.

Até final de 2010, a gestão da ETA deverá passar para a Águas do Noroeste, abastecendo, de forma fiável e com qualidade adequada, parte significativa da área de atendimento afecta ao Subsistema de Abastecimento de Água de S. Jorge.

Palavras-chave: Concepção, ETA; Projecto; Qualidade da Água

(1) Pedro C. BASTOS, Director de Operação e Manutenção, Águas do Minho e Lima, S.A., Viana do Castelo; pedro.bastos@adml.pt; 258 810 400; 258 810 401
(2) Liliana G. AFONSO; Área Funcional de Captação e Tratamento; Águas do Minho e Lima, S. A., Viana do Castelo; liliana.afonso@adml.pt; 258 810 400; 258 8210 401
(3) Ana I. BRAGA; Serviço de Recursos Naturais e Equipamentos, COBA – Consultores para Obras, Barragens e Planeamento, S.A., Lisboa; aib@coba.pt

1 INTRODUÇÃO

1.1. O Subsistema de Abastecimento de Água de S. Jorge

O Subsistema de Abastecimento de Água de S. Jorge, é essencialmente constituído por uma origem de água principal a partir da Albufeira do Touvedo, e por um conjunto de reservatórios que servem os municípios de Arcos de Valdevez, Ponte da Barca, Ponte de Lima, Viana do Castelo, Caminha e Vila Nova de Cerveira servindo cerca de 250 000 consumidores presentes na área de atendimento ao longo do ano.

1.2. Albufeira do Touvedo – Principal origem de água do subsistema de S. Jorge

O abastecimento de água à maior parte dos concelhos do distrito de Viana do Castelo, integrados no Sistema Multimunicipal gerido pela Águas do Noroeste (entidade gestora que resultou da fusão da Águas do Minho e Lima com as empresas Águas do Cávado e Águas do Ave), é ainda hoje efectuado por inúmeros sistemas de pequena dimensão. As respectivas captações, quer pela quantidade, quer pela dispersão, colocam grandes dificuldades de gestão e controlo sanitário. Além disso, principalmente em estiagem, não satisfazem em muitos casos os caudais necessários.

A Águas do Minho e Lima (actualmente Águas do Noroeste) desenvolveu, durante um período de vários anos, estudos técnicos tendentes à resolução daqueles problemas.

Para o efeito, mostrou-se necessária a selecção de origens de água fiáveis em quantidade e qualidade. A consideração crítica de estudos anteriores, levou à identificação de algumas origens potenciais, eventualmente a construir:

- Barragem de Lamas de Mouro (que seria a construir), no rio Mouro, no Concelho de Melgaço.
- Barragem de S. João, na ribeira de S. João (afluente da margem esquerda do Rio Coura), no Concelho de Caminha.
- Poços com drenos no sub-leito, em ribeiras afluentes do Rio Coura, no Concelho de Paredes de Coura.
- Açude de Forno da Cal, no rio Lima, no Concelho de Ponte de Lima.

A análise dos problemas numa perspectiva integrada, permitiu concluir que a construção das barragens identificadas podia ser dispensada.

No caso do açude de Forno da Cal concluiu-se ser mais vantajoso recorrer a uma barragem pré-existente, a Barragem do Touvedo, como origem principal de um subsistema que servisse os concelhos de Arcos de Valdevez, Ponte da Barca, Ponte de Lima e Viana do Castelo. Por outro lado, verificou-se ainda ser económica e ambientalmente adequado servir os concelhos de Caminha e de Vila Nova de Cerveira a partir daquela origem e, dessa forma, a necessidade da Barragem de S. João deixou de se colocar.

Estudos posteriores vieram igualmente demonstrar vantagens em abandonar a construção da Barragem de Lamas de Mouro, adoptando-se o rio Minho como origem de água para o subsistema que servirá em alta os concelhos de Melgaço, Monção e Valença.

1.3. Características gerais da albufeira do Touvedo

A Bacia Hidrográfica do rio Lima é, em termos médios, umas das regiões europeias mais ricas em disponibilidades hídricas, conforme referido nos planos da bacia hidrográfica do rio Lima. Verifica-se, no entanto, uma distribuição sazonal da precipitação muito marcada, dado que cerca de 73% da precipitação anual ocorre no semestre húmido (Outubro a Março).

É ainda de referir que a principal contribuição para o Alto Lindoso provém do lado espanhol (cerca de 1.600 hm^3 contra apenas 162 hm^3 referentes ao escoamento da confluência Castro Laboreiro/Peneda) e que o escoamento do Touvedo é constituído, quase na sua totalidade, pela contribuição do Alto Lindoso (cerca de 90%).

A capacidade útil da Albufeira do Touvedo é de $6{,}5x10^6$ m^3 e o seu nível de pleno armazenamento (NPA) corresponde à cota de 50,0 m.

A exploração desta albufeira é feita entre o NPA de 50,0 m e o nível mínimo de exploração (NME) de 47,5 m. Estes 2,5 m de desnível correspondem a um encaixe de 4 milhões de metros cúbicos que permitem modular os caudais turbinados no Alto Lindoso, sendo esta a função básica da barragem do Touvedo.

A captação que alimenta a ETA de S. Jorge está instalada na margem direita da albufeira do Touvedo, a poucos metros da margem.

Assim, a qualidade da água da albufeira do Touvedo e, consequentemente, da água bruta que abastece a ETA, é fortemente influenciada pela qualidade da água do Alto Lindoso que, por sua vez, depende da qualidade da água proveniente de Espanha.

2 QUALIDADE DA ÁGUA

Desde o ano de 2001 foram levadas a cabo pela Águas do Noroeste quatro campanhas de monitorização analítica da qualidade da água da Albufeira do Touvedo, tendo sido realizadas 2.800 determinações analíticas distribuídas por 90 parâmetros. Esta caracterização, para além de verificar o seu enquadramento nos termos definidos no Anexo I do Decreto-Lei n.º 236/98, de 1 de Agosto, relativo à qualidade das águas doces superficiais destinadas à produção de água para consumo, visou analisar os restantes parâmetros previstos no Decreto-Lei n.º 306/2007 de 27 de Agosto, relativos à qualidade da água para consumo humano, bem como parâmetros indicadores do estado trófico da água, não expressamente previstos na legislação.

2.1 Classificação da água bruta

De acordo com o definido no Anexo I do Decreto-Lei n.º 236/98, de 1 de Agosto, a água deve ser classificada em três classes de qualidade, que conduzem à adopção de esquemas de tratamento diferentes e que são especificados no seu Anexo II.

Dos resultados obtidos, verifica-se que a água da albufeira do Touvedo se classifica, para a maioria dos parâmetros, como sendo de classe de tratamento A1. No entanto, para os parâmetros Azoto Amoniacal, Estreptococos Fecais, pH e Ferro, classifica-se como sendo

da classe A2 e para os parâmetros Coliformes Totais, Coliformes Fecais, Temperatura, Fósforo e Hidrocarbonetos Dissolvidos ou Emulsionados como sendo da classe A3.

A sua distribuição pelas 3 classes é a apresentada no Quadro 1.

Quadro 1. Frequência dos resultados por classes

Classes Água Bruta	Frequência Absoluta	Frequência Relativa
A1	1.075	78,24%
A2	274	19,94%
A3	25	1,82%
Total	1.374	

Desta forma, a água da albufeira do Touvedo deve ser classificada como A3, levando a que seja necessário, nos termos da lei, recorrer a um tratamento físico, químico de afinação e desinfecção final para que a sua qualidade possa ser compatível com os requisitos do consumo humano.

2.2 Análise da qualidade da água

2.2.1 Parâmetros físico-químicos

Os resultados obtidos na caracterização físico-química apontam para o cumprimento, na sua maioria, dos limites definidos para água destinada ao consumo humano à luz do Decreto-Lei n.º 306/2007, de 27 de Agosto. De salientar que se trata de água bruta, antes de qualquer tipo de tratamento, o que se traduz, de forma global, numa água de boa qualidade.

Do ponto de vista iónico, é uma água muito pouco mineralizada, macia e agressiva no que respeita às suas características calco-carbónicas, com valores de dureza total e alcalinidade baixos.

Os elementos Ferro e Manganês ocorrem normalmente em baixas concentrações, tendo-se no entanto verificado situações pontuais mais elevadas associadas a fenómenos de inversão térmica da albufeira.

2.2.2 Parâmetros indicadores de matéria orgânica

A análise dos parâmetros indicadores de matéria orgânica enquadra a água na classe A1, o que traduz uma poluição pouco relevante na bacia do rio Lima, nomeadamente na área avaliada e para montante desta.

2.2.3 Parâmetros microbiológicos

Relativamente aos parâmetros microbiológicos, devido, nomeadamente, à identificação de Coliformes Totais e Fecais, pode dizer-se que a albufeira apresenta indícios de contaminação por efluentes urbanos associados aos pequenos aglomerados populacionais nas margens a montante da barragem do Touvedo, designadamente, na albufeira do Alto Lindoso.

A presença de protozoários é pouco significativa, apenas sendo detectada a presença de *Cryptosporidium* e *Giardia* apenas pontualmente e em níveis muito baixos.

2.2.4 Parâmetros indicadores do estado trófico da água

Pelo facto da captação de água se realizar numa albufeira, foram analisados alguns parâmetros indicadores do estado trófico da água.

A análise limnológica, em termos de concentração de clorofila a, conduz à conclusão de que a água da albufeira do Touvedo apresenta predominantemente níveis mesotróficos (2,5 a 8,0 mg/m^3), embora por vezes surjam valores indicadores de níveis mais elevados de eutrofização, tendo sido o valor máximo registado de 29 mg/m^3. Esta informação é consolidada pela análise dos indicadores biológicos, fitoplâncton e zooplâncton.

Os nutrientes azoto e fósforo, sendo elementos de suporte da produtividade primária, são também parâmetros a ter em consideração na avaliação da propensão para a eutrofização da massa de água. A análise dos dados analíticos permite encontrar uma relação entre a inversão térmica da albufeira (Primavera e Outono) e a maior concentração destes elementos.

3 CONCEPÇÃO / PROJECTO

Numa primeira fase dos estudos foram elaborados relatórios preliminares dos quais resultaram princípios a seguir no que respeita à localização da ETA, à origem da água bruta na albufeira do Touvedo, ao caudal de água a tratar e aos objectivos de qualidade a atingir.

Tendo por base estas condicionantes, a concepção processual da ETA foi desenvolvida de forma a obter uma linha de tratamento robusta, compacta, sustentável, flexível, mas simples de operar e integrada com o sistema de abastecimento no qual está inserida.

O caudal de dimensionamento considerado foi de 500 l/s, ou seja, 1 800 m³/h e 43 200 m³/dia. Para o tratamento deste caudal propôs-se a construção de duas linhas, cada uma com uma capacidade nominal de 50%, ou seja, 250 l/s. Cada linha de tratamento foi dimensionada para poder funcionar numa gama de 60% a 100% do correspondente caudal nominal, isto é, entre 150 a 250 l/s.

A capacidade unitária das linhas de tratamento determinou o caudal nominal dos grupos electrobomba a instalar na captação, bem como a reserva de água tratada.

Tendo em conta a localização da ETA, num cabeço da serra do Soajo ocupado com pinhal e mato e classificado como REN e Espaço Natural, o Projecto integrou desde logo um estudo de arquitectura. Este estudo teve como principais objectivos a minimização dos impactes

visuais negativos associados ao tipo e volume de edificações em causa (edifícios técnicos, administrativos e de tratamento) e a sua integração na área envolvente através da criação de uma imagem global de qualidade.

Foi ainda prevista uma área adicional para a implantação de uma eventual terceira linha de tratamento.

3.1 Ensaios de tratabilidade

Com o objectivo de possibilitar um estudo mais específico e fundamentar as alternativas de processo a implementar na ETA de S. Jorge, a COBA promoveu a realização de ensaios de tratabilidade pela F.E.U.P. (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto) no L.E.S. (Laboratório de Engenharia Sanitária).

Os principais elementos avaliados foram os seguintes:

- Identificação dos produtos químicos mais adequados e respectivas dosagens;
- Avaliação de eficiências de tratamento associadas a operações unitárias específicas;
- Determinação de parâmetros de dimensionamento.

No Quadro 2 encontra-se um resumo do plano de trabalhos seguido na execução dos ensaios de tratabilidade, os quais decorreram entre Abril e Maio de 2005. A recolha de amostras, com uma periodicidade semanal, foi efectuada próximo do local onde posteriormente foi construída a captação de água bruta.

Quadro 2. Resumo do plano de trabalhos dos ensaios de tratabilidade

Ensaios	Parâmetros de análise	Número de ensaios
Caracterização da água bruta	pH, temperatura, condutividade, oxigénio dissolvido, turvação, SST, SDT, alcalinidade, NH_4, Al, Fe, clorofila, COT, dureza e absorção U.V.	12
Pré-oxidação com ozono	COT, clorofila e absorção U.V.	12
Pré-oxidação com peróxido de hidrogénio	COT, clorofila e absorção U.V.	4
Flotação após coagulação / floculação com sulfato de alumínio ou cloreto férrico	Alcalinidade, COT, absorção U.V., turvação, Al ou Fe residual, condutividade e pH	12
Adsorsão em carvão activado em pó	Alcalinidade, COT e absorção U.V.	5
Filtração rápida gravítica em areia	pH, turvação, SDT, condutividade, clorofila, alcalinidade, dureza total, COT e Al	11
Desinfecção final com cloro e formação de sub-produtos de desinfecção	Cloro residual, NH_4, germes totais a 22ºC, coliformes totais, THM e condutividade	4
Remineralização com cal e dióxido de carbono	Alcalinidade, dureza, pH, condutividade, SDT e Ca	5

As principais conclusões que foi possível retirar dos resultados obtidos nos ensaios de tratabilidade foram as seguintes:

- A água captada durante o período de estudo apresentava, para os parâmetros analisados, uma boa qualidade;
- Foram detectadas baixas concentrações de matéria orgânica dissolvida que conduziram a etapas de tratamento de pré-oxidação e adsorsão em carvão activado em pó com resultados pouco visíveis em termos de melhoramento da qualidade da água tratada;
- A etapa de coagulação /floculação apresentou bons resultados pela utilização de sulfato de alumínio com dosagens entre 5 e 10 mg/l;
- A redução da turvação mostrou-se bastante eficaz com uma operação de flotação;
- A aplicação de taxas de filtração na ordem de 8 m/h conduziu a valores de turvação inferiores a 0,1 NTU;

- A dosagem de cloro a utilizar na desinfecção deveria ser de aproximadamente 2 mg/l;
- A dosagem de hidróxido de cálcio para a remineralização da água deveria ser de aproximadamente 50 a 70 mg/L, sendo a dosagem de CO2 a necessária para manter o valor de pH inferior a 8,0 – 8,5.

3.2 Fase líquida

As características da água bruta, complementadas pelos resultados dos ensaios de tratabilidade, conduziram à adopção da linha de tratamento da fase líquida que se apresenta na Figura 1.

A primeira etapa do tratamento da água é constituída por uma operação de pré-oxidação com ozono. Após a passagem pela câmara de contacto de ozono, a água entra numa segunda câmara onde se inicia o processo de remineralização pela injecção de CO_2.

A jusante da câmara de contacto de CO_2 existem duas câmaras de mistura rápida onde se promove a coagulação.

A injecção de água de cal, coagulante (em princípio sulfato de alumínio) e CAP, é efectuada por bombas doseadoras num canal imediatamente a montante das duas câmaras de mistura rápida.

A injecção de água de cal pode igualmente ser efectuada a montante da câmara de contacto de CO_2.

Das câmaras de mistura rápida, a água é encaminhada para as câmaras de mistura lenta ou floculadores onde se promove a formação de flocos de lama, compostos pela combinação dos reagentes com a matéria orgânica existente.

Nos dois flotadores é realizada a flutuação dos flocos formados.

Após a operação de flotação, a água é distribuída por oito filtros rápidos gravíticos (quatro por linha), de uma única camada de areia. A água para lavagem dos filtros é fornecida a partir da EE / tanque de armazenamento de água para lavagem dos filtros.

Na conduta de compressão das bombas de água de lavagem dos filtros é possível efectuar a injecção de água clorada.

A EE / tanque de armazenamento de água para lavagem dos filtros é dotada de um descarregador de superfície, localizado acima do nível correspondente ao volume necessário para lavar, em sequência, dois filtros, por onde a água em excesso é aduzida ao reservatório de água tratada. Na conduta de ligação ao reservatório de água tratada é efectuada a injecção de água clorada.

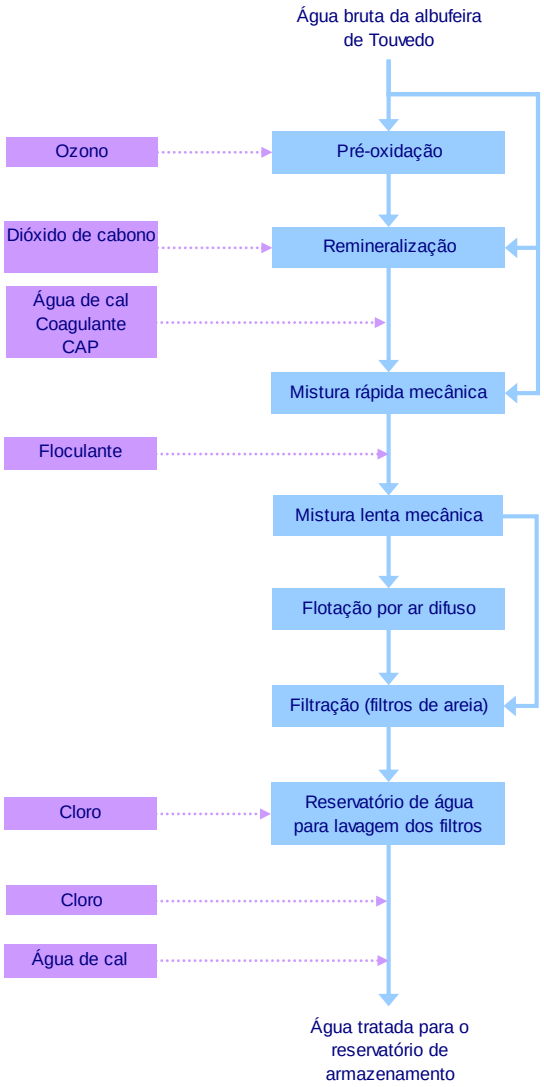


Figura 1. Esquema de tratamento da fase líquida

A dosagem de cloro é proporcional ao caudal tratado e controlada pelo valor residual medido na água tratada.

O tempo de contacto mínimo entre a água e o cloro é conseguido no reservatório de água tratada, onde existem chicanas que aumentam a eficiência da operação de desinfecção.

A jusante da desinfecção é ainda efectuada a injecção de água de cal para realizar a correcção final do pH. A dosagem é proporcional ao caudal tratado e controlada pelo valor de pH.

3.3 Fase sólida

Tendo em conta os sub-produtos resultantes do processo de tratamento da água bruta, nomeadamente as águas sujas de lavagem dos filtros, as lamas dos flotadores e as lamas de cal, foi desenvolvida a linha de tratamento da fase sólida que se apresenta na Figura 2.

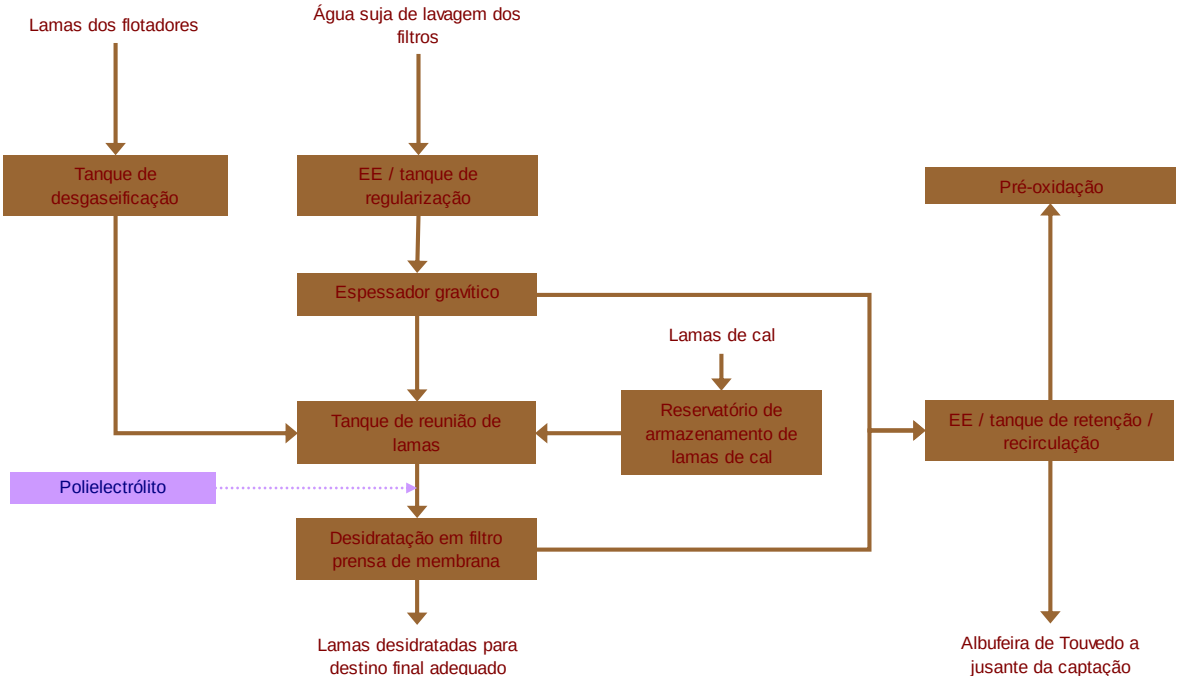


Figura 2. Esquema de tratamento da fase sólida

A água resultante do processo de lavagem dos filtros é encaminhada graviticamente até à EE de regularização. Daqui, a água é elevada para o espessador, onde sofre um primeiro adensamento. Directamente a partir do fundo do espessador, as lamas espessadas são descarregadas por pressão hidrostática para o tanque de reunião de lamas.

As lamas flotadas são removidas dos flotadores, com o auxílio de uma ponte raspadora mecânica, e encaminhadas para um primeiro tanque de desgaseificação, onde se promove a libertação de bolhas de ar através de um electroagitador mecânico. Do tanque de desgaseificação, as lamas flotadas são elevadas para o tanque de reunião de lamas.

As lamas resultantes da produção de água de cal são enviadas graviticamente para um tanque de armazenamento a partir do qual são elevadas até ao tanque de reunião de lamas.

No tanque de reunião, numa primeira zona, ocorrerá a mistura entre as lamas flotadas, espessadas e de cal.

A partir duma segunda zona do tanque de reunião, zona de admissão, faz-se a alimentação do sistema de desidratação em filtro prensa, onde se prevê uma concentração mínima de lamas à saída de 30%. A alimentação do filtro prensa é efectuada por meio de de bombas volumétricas de parafuso excêntrico.

A adição de polielectrólito, para condicionamento das lamas, é efectuada na zona de admissão do tanque de reunião.

As lamas, após desidratadas, são enviadas a destino final adequado, como, por exemplo, Aterro Sanitário controlado.

Relativamente às escorrências resultantes da desidratação e ao sobrenadante do espessador, estes volumes são enviados para a EE de retenção / recirculação, onde ocorre a deposição dos sólidos mais pesados, efectuando-se a recirculação para a câmara de pré-oxidação do clarificado. Caso se pretenda, por questões de qualidade, será igualmente possível enviar este efluente para o meio receptor, a jusante da albufeira de Touvedo.

4 CONSTRUÇÃO

Com base na solução desenvolvida no Projecto Base da ETA, foi lançado um concurso público internacional.

A solução implementada veio a ser adjudicada ao consórcio Monte Adriano/Degrémont e consistiu numa variante da solução base que se manteve fiel ao processo de tratamento anteriormente desenvolvido e à filosofia de integração adoptada para os edifícios da ETA. Apenas foram incorporadas algumas optimizações de pormenor que tornaram a ETA ainda mais compacta.

A obra decorreu entre 2006 e 2009, encontrando-se a instalação presentemente na fase de arranque.

Na Figura 3 apresenta-se uma fotografia panorâmica da ETA construída.



Figura 3. Fotografia panorâmica da ETA de S. Jorge

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Desde o desenvolvimento dos primeiros estudos ligados à selecção das melhores origens, caracterização da qualidade da água, definição da concepção geral, projecto e construção da ETA de S. Jorge, passaram cerca de 10 anos. A ETA, actualmente em fase de arranque pelo consórcio construtor, corresponde a uma infra-estrutura que vem em grande medida beneficiar as populações do Alto Minho e em particular dos concelhos servidos em alta pela Águas do Noroeste.

O acerto técnico da solução desenvolvida em projecto e edificada, tem vindo a ser validado nos trabalhos de arranque da ETA e tem permitido de forma sustentada a obtenção de resultados compatíveis com as normas legais e técnicas subjacentes à água para consumo humano.

Será de prever que a futura exploração da infra-estrutura ao longo dos próximos anos venha igualmente a demonstrar as virtudes de algumas das opções efectuadas, tanto no que se refere à valia técnica da solução, como no que respeita aos custos de operação e manutenção, fazendo da ETA de S. Jorge uma referência no sector.

GERAÇÃO DE ENERGIA ELÉTRICA A PARTIR DO BIOGÁS PRODUZIDO NA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS DE MADRE DE DEUS - BA

Neila Santana dos Santos[1]; Eduardo Cohim[2]

Endereço[(2)]: Avenida Araújo Pinho, 215 - Canela - Salvador - BA - CEP: 40.110-150 - Brasil - Tel: +55 (71) 3245-88839- e-mail: ecohim@terra.com.br

RESUMO

O presente trabalho tem por finalidade avaliar a viabilidade econômica de aproveitamento do potencial energético do biogás produzido na ETE de Madre de Deus para a geração de energia elétrica. Os resultados revelaram que à probabilidade de 50% o potencial elétrico gerado por 461m³/dia de biogás na ETE de Madre de Deus equivale a aproximadamente 37 KW. O tempo de recuperação do capital ou payback será atingido em 2,3 anos, viável para o tempo de vida útil do equipamento de quatro anos. A relação B/C para o valor presente encontrado é igual a 3,55 e a TIR de 61,7% ao ano supera a taxa de juros praticada de 12%. Logo, comprova-se a viabilidade econômica do investimento para todos os indicadores analisados.

Palavras-chave: Biogás, Eficiência Energética, Saneamento.

[1] Administradora de Empresas (UCSAL). Mestre em Tecnologias Aplicáveis à Bioenergia (FTC).

[2] Engenheiro Sanitarista pela UFBA - Universidade Federal da Bahia, 1982; Engenheiro de Irrigação, UFBA/FAMESF, 1988; Mestre em Gerenciamento e Tecnologias Ambientais no Processo Produtivo – Ênfase em Produção Limpa – UFBA; Doutorando em Energia e Meio Ambiente
Endereço para contato: Av. Araújo Pinho, 215, apto. 602 – Canela. CEP 40.110-150. Salvador-BA. E-mail: **ecohim@terra.com.br.**

INTRODUÇÃO

No contexto histórico a energia sempre atuou como fator preponderante no desenvolvimento das civilizações. O consumo negligente dos recursos naturais ocasionado, sobretudo, pela busca por fontes energéticas capazes de sustentar o estilo de vida emergente desencadeou um processo de degradação ambiental, intensificado pelo uso de combustíveis fósseis, principais responsáveis pelas emissões de gases causadores do efeito estufa (DIAS, 2007). Além disso, a perspectiva de desabastecimento e instabilidade nos preços do petróleo reforçaram a necessidade de substituição das fontes de carbono por energia alternativa, de forma limpa e sustentável.

Nesse contexto, o biogás apresenta-se como alternativa energética de baixo custo para o País por se tratar de subproduto liberado na decomposição da matéria orgânica oriunda de biomassa. Lançado na atmosfera sem tratamento adequado, o biogás agrava o efeito estufa já que, segundo Polprasert (2007), a concentração de CH_4 representa 55% a 75% do composto. Comparativamente ao CO_2, o CH_4 possui potencial poluidor 21 vezes maior. Todavia, é a predominância do metano que confere ao biogás poder calorífico destacando-o como uma fonte limpa e renovável, alternativa ao consumo de combustíveis fósseis.

Com o crescimento dos grandes centros urbanos os recursos naturais, sobretudo a água, passaram a ser consumidos de forma insustentável. Outro agravante diz respeito à poluição hídrica e do solo que, combinada aos atuais padrões de consumo intensifica os problemas relativos à saúde púbica (COHIM et al., 2009). Os autores entendem que a sustentabilidade das cidades é o primeiro passo para a construção da sustentabilidade global, equilibrando as questões ambientais urbanas.

A energia elétrica é insumo precípuo às atividades do setor de saneamento, permitindo a captação da água na fonte e transporte às estações de tratamento, distribuição aos pontos de consumo, coleta do esgoto, tratamento e disposição final em corpos receptores (COHIM et al., 2009). Segundo Gomes, 2005, os equipamentos motor-bomba absorvem cerca de 90% da energia elétrica utilizada nos sistemas de saneamento.

Uma possível utilização do biogás está na obtenção de energia elétrica. Apenas o setor de saneamento, em 2007, foi responsável por 2% do total da eletricidade consumida no país, representando no segmento o segundo item de despesas, superada, apenas, pelas despesas com pessoal (SNIS, 2009). A produção de energia elétrica a partir do biogás produzido nas estações de tratamento contribuiria com a melhoria do balanço energético dos sistemas de esgotamento sanitário.

OBJETIVO

O presente trabalho objetivou avaliar a viabilidade econômica de aproveitamento do potencial energético do biogás produzido na ETE de Madre de Deus-BA para a geração de energia elétrica.

MATERIAIS E MÉTODOS

tratamento de esgotos do Município, com vazão de 3.954 m³/dia, cuja população prevista para o final da vida útil do projeto relativo ao serviço de esgotamento sanitário é de 28.932 habitantes. O sistema de tratamento está projetado para funcionar em reatores anaeróbios de fluxo ascendente tipo UASB servidos por tratamento aeróbio em lodo ativado e desinfecção com ultravioleta antes do lançamento no mar.

Calculo da produção de biogás

Para determinar o potencial de produção do biogás na ETE de Madre de Deus estimou-se a quantidade de DQO removida pelo reator convertida em CH_4 (DQO_{CH_4}), aplicando a Equação 1.

$$DQO_{CH_4} = Q \times (S_0 - S) - Y_{obs} \times Q \times S_0 \quad \text{equação (1)}$$

Sendo:

Q = vazão de esgoto afluente (m³)

S_0 = DQO afluente (kgDQO/m³)

S = DQO efluente (kgDQO/m³)

Y_{obs} = coeficiente de produção de sólidos no sistema, em termos de DQO (0,11 a 0,23 $kgDQO_{lodo}/kgDQO_{apl}$)

Obteve-se o valor de S em função da eficiência de remoção do reator (E) por meio da Equação 2.

$$S = (1 - E) \times S_0 \quad \text{equação (2)}$$

Durante o processo, parte da DQO é absorvida na sintetização celular promovendo o aumento da biomassa (lodo), cujo valor é representado pela expressão $Y_{obs} \times Q \times S_0$. A partir do resultado obtido é possível calcular o volume de CH_4 produzido aplicando a Equação 3:

$$Q_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{K(t)}$$ equação (3)

Sendo:

Q_{CH_4} = produção volumétrica de metano (m³/dia)

K (t) = fator de correção para a temperatura operacional do reator (kgDQO/m³), onde:

$$K_t = \frac{P \times K}{R \times (273+t)}$$ equação (4)

Sendo:

P = pressão atmosférica (1 atm)

K = DQO correspondente a 1 mol de CH_4 (64 gDQO/mol)

R = Constante dos gases (0,08206 atm.L/mol. ºK)

t = temperatura operacional do reator (ºC)

Souza et.al (2009) observaram que parte significativa do metano produzido no reator poderá ser perdida solubilizada no efluente, reduzindo o potencial energético do biogás. Dessa forma, o cálculo do potencial de produção do biogás ($Q_{biogás}$) deverá considerar tal perda, por meio da Equação 5:

$$Q_{CH_{4_{líquido}}} = \left(1 - \%\ CH_{4_{dissolvido}}\right) \times Q_{CH_4}$$ equação (5)

Logo, obtém-se o potencial de produção do biogás por meio da Equação 6:

$$Q_{biogás} = Q_{CH_{4_{líquido}}} \times \%\ CH_{4_{biogás}}$$ equação (6)

Calculo do potencial elétrico do biogás

Para calcular o potencial elétrico do biogás a partir da quantidade de esgoto tratado por dia, foi aplicada a Equação 7, a seguir.

$$PE = \frac{Q_{biogás} \times PCI_{biogás} \times \eta\ gerador \times 4{,}1868}{86.400}$$ equação (7)

Sendo:

PE = potência elétrica (KW)

$Q_{biogás}$ = vazão (produção média) do biogás (m³/dia)

PCIbiogás = poder calorífico do biogás (kcal/m³)

$\eta_{gerador}$ = 30%, baseado no valor médio das tecnologias de conversão

4,1868 = fator de conversão de “kcal” (quilo caloria) para “kJ” (quilo joule), onde 1 KJ/s corresponde a 1 MW.

Os valores de entrada para cálculo da produção de biogás variam em razão de uma série de fatores, por conseguinte, são usualmente expressos em parâmetros máximos e mínimos, conforme Tabela 1.

Tabela 1: Variáveis de Entrada para o Cálculo da Produção de Biogás.

VARIÁVEIS	UNIDADE	MÍNIMO	MÁXIMO
Q	m³/d	3.560	5.140
S_0	g/m³	376	1.300
E	%	40	75
Y_{obs}	mg/L	0,11	0,23
T	°C	20	27
$\% \, CH_{4_{dissolvido}}$	%	36,9	44,8
$\% \, CH_{4_{biogás}}$	%	65	75
$PCI_{biogás}$	kcal/kg	4.831,14	6.253,01

Em virtude do caráter aleatório das variáveis de entrada optou-se pela utilização do Método de Monte Carlo, o que permitiu estimar valores medianos para as probabilidades. O cálculo resulta na geração de N cenários para os valores de entrada, de forma aleatória, permitindo a obtenção de um intervalo de resultados cuja confiabilidade está em proporção direta à quantidade de cenários analisados. Neste trabalho foi considerada a potência de geração mediana à probabilidade de 50%.

Equipamento de conversão

Para conversão do biogás em energia elétrica foi selecionado um grupo gerador a biogás com potência contínua de 62KW, buscando o atendimento de 80% da potência prevista.

Para o funcionamento adequado do motor é indispensável o que o biogás contenha pelo menos 65% de metano na sua composição. O efeito corrosivo do H_2S será reduzido por meio de filtro fornecido pelo fabricante o qual, além de diminuir a concentração do gás sulfídrico, propiciará a retenção de eventuais partículas presentes no biogás, preservando o funcionamento do gerador. O transporte do biogás produzido no digestor até o gerador é feito por compressor radial de 1CV, fornecido pelo fabricante.

O investimento com a aquisição de equipamentos, materiais e serviços necessários à implantação do gerador corresponde a R$ 159.282,50, conforme detalhado na Tabela 2, a seguir.

Tabela 2: Custo de Implantação do Grupo Gerador Fockink - 62KW.

EQUIPAMENTOS E OUTROS	CUSTO (R$)
Investimento total	94 250,00
Grupo Gerador Fockink a Biogás - Modelo SG-75B	78.250,00
Isolamento térmico do escapamento	3.000,00
Tubulação para biogás desde o biodigestor até o grupo gerador	3.000,00
Obras Civis e Construções (12m²)	5.000,00
Instalação elétrica da rede da concessionária até o painel	1.500,00
Frete	1.500,00
Margem de incerteza (30% do investimento total)	28.275,00
BDI – Benefícios e Despesas Indiretas (30% do total geral)	36.757,50
Total capital investido	159.282,50

Já o custo anual com operação e manutenção do equipamento corresponde a R$ 41.765,88, conforme detalhado na Tabela 3. Houve acréscimo de 20% no custo final com manutenção como margem de incerteza, para correção de eventuais distorções nos valores orçados.

Tabela 3: Custos de Operação e Manutenção - O&M.

COMPONENTES	INTERVALO (h)	QUANT. (unid.)	VALOR UNIT. (R$)	VALOR TOTAL (R$)	CUSTO (R$)
Custo com manutenção periódica					8.124,90
Troca de velas	300	6	13,00	78,00	2.277,60
Troca de cabos de velas	1.000	6	20,00	120,00	1.051,20
Troca de óleo	400	18	9,50	171,00	3.744,90
Troca do filtro de óleo	400	1	48,00	48,00	1.051,20
Custo com manutenção de longo prazo					7.117,50
Reforma do motor	8.000	1	6.500,00	6.500,00	7.117,50
Troca do gerador	32.000	1			19.562,50
Margem de incerteza (20% do total com O&M)					6.960,98
Custo total com manutenção					41.765,88

Estudo de viabilidade econômica

As variáveis consideradas para a demonstração de viabilidade econômica são o Tempo de Retorno do Capital (TRC) descontado, a Relação Benefício/Custo (B/C) e a Taxa Interna de Retorno (TIR). Pela metodologia de engenharia econômica aplicada por Gomes (2005) foram calculados os indicadores que subsidiarão a análise.

O TRC ou payback descontado determina o tempo de recuperação do investimento, o que ocorre quando o montante investido torna-se igual ao Valor Presente Líquido (VPL). Em um investimento atrativo o tempo de vida útil do projeto deverá ser maior do que o tempo de retorno do capital.

O VPL corresponde ao valor dos fluxos de caixa trazidos para a data atual, gerado pelas receitas (benefícios) e despesas (custos) ao longo de sua vida útil. É definido pela equação:

$$\mathrm{VPL} = \sum_{t=1}^{n} \frac{B_j^{'}}{(1+i)^t} \qquad \text{Equação (8)}$$

Onde B corresponde à diferença entre os benefícios e os custos para n períodos de tempo e i é a taxa de juros corrente ao período n.

O negócio é economicamente viável para valores de VPL positivo e inviável se o VPL for negativo. Quando o VPL iguala-se a zero o investimento é considerado indiferente.

A análise B/C representa a razão entre o valor atual dos benefícios e o valor atual dos custos, incluindo o investimento inicial. Utiliza-se o Fator de Valor Presente (FVP) para atualização monetária dos benefícios e dos custos considerando a taxa de juros anual dentro do período definido no fluxo de caixa. A relação B/C é calculada pela equação:

$$B/C = \frac{(\text{soma dos benefícios}) \times \text{FVP crescente}}{(\text{soma dos custos}) \times \text{FVP uniforme}} \qquad \text{Equação (9)}$$

Em que o FVP crescente é calculado em função da taxa de crescimento de determinado insumo e o FVP uniforme considera apenas a taxa de juros anual para o período em questão.

A TIR corresponde à taxa de juros que anula o VPL, igualando o valor presente dos benefícios e dos custos. É adequado à análise de projeto cuja viabilidade independa do resultado de outros.

O negócio é viável para valores de TIR maiores que a taxa de juros de referência. Nos casos em que a taxa de juros apresente-se igual ou maior que a TIR, o investimento é considerado indiferente ou inviável, respectivamente.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados deste estudo demonstram o potencial elétrico da ETE de Madre de Deus e permitem comprovar a viabilidade econômica do investimento.

Potencial elétrico do biogás gerado na ETE de Madre de Deus

A partir dos parâmetros máximos e mínimos definidos para cada variável de entrada foram gerados 1.000 cenários aleatórios entre os intervalos, utilizando o software Microsoft Excel.

Os resultados estão apresentados na Tabela 07 por distribuição de freqüência acumulada, o que permite identificar valores medianos para as probabilidades, onde 1/2 da distribuição encontra-se acima e 1/2 encontra-se abaixo da faixa de 50%.

Como mostra a Tabela 08 o potencial elétrico do biogás produzido na ETE de Madre de Deus foi calculado a partir das equações aplicáveis aos dados de entrada, para cada um dos cenários ou "rodadas", gerando 1.000 resultados aleatórios, distribuídos por freqüência acumulada.

Analisando a curva de distribuição da Figura 08, observa-se que a uma probabilidade de 50% o potencial elétrico gerado por 461m³/dia de biogás na ETE de Madre de Deus equivale a aproximadamente 37KW.

Tabela 07 – Variáveis de entrada para o Método de Monte Carlo

Variáveis	Q	S_0	E	Y_{obs}	t	$Q_{CH_{4líquido}}$	% $CH_{4biogás}$	PCI biogás
	m³/d	g/m³	%	mg/L	˚C	%	%	kcal/kg
Mínimo	3.560	376	40%	0,11	20	35%	65%	4.831,14
Máximo	5.140	1.300	75%	0,23	27	45%	75%	6.253,01
Distribuição acumulada								
10%	3.696,48	470,06	0,44	0,12	20,59	0,36	0,66	4.970,99
20%	3.888,40	565,39	0,47	0,13	21,26	0,37	0,67	5.107,35
30%	4.036,09	677,72	0,50	0,15	21,95	0,38	0,68	5.252,06
40%	4.220,14	772,57	0,54	0,16	22,86	0,39	0,69	5.393,63
50%	4.382,09	862,13	0,57	0,17	23,49	0,40	0,70	5.545,33
60%	4.535,26	949,65	0,60	0,18	24,20	0,41	0,71	5.678,75
70%	4.684,46	1.025,51	0,63	0,19	24,90	0,42	0,72	5.809,58
80%	4.837,78	1.116,03	0,67	0,21	25,58	0,43	0,73	5.978,22
90%	4.987,29	1.212,73	0,71	0,22	26,34	0,44	0,74	6.101,57
100%	5.139,42	1.299,92	0,75	0,23	27,00	0,45	0,75	6.250,63

Fontes: CHERNICHARO, 2007; COSTA, 2006; EMBASA, 2009; GRUPO FOCKINK, 2009; SOUZA, et al., 2009

Tabela 08 – Variáveis de saída pelo Método de Monte Carlo em distribuição de freqüência acumulada

Variáveis	S	DQO_{CH_4}	K_t	Q_{CH_4}	$Q_{CH_{4líquido}}$	$Q_{biogás}$	PE
	g/m³	Kg/dia	-	m³/d	m³/d	m³/d	KW
10%	187,05	729,29	2,61	275,79	169,63	238,80	19,21
20%	230,73	941,11	2,61	359,20	212,91	303,61	24,25
30%	265,93	1121,08	2,62	426,32	249,36	355,89	28,02
40%	305,57	1235,26	2,62	469,73	281,66	404,91	32,45
50%	340,34	1380,53	2,63	527,06	316,88	461,07	37,27
60%	386,56	1556,22	2,64	593,87	359,60	511,62	41,07
70%	436,20	1787,95	2,64	680,21	405,28	577,64	46,31
80%	493,36	2035,65	2,65	770,94	460,57	660,98	53,27
90%	566,15	2375,71	2,66	906,04	541,20	776,57	63,02
100%	752,03	3553,60	2,66	1351,73	833,12	1245,32	109,20

Para o custo do KWh de R$ 0,36641 a redução da demanda por energia em 37KWh significaria uma economia de R$ 13,66 por hora ou R$ 119.627,44 ao ano.

Baseado na população de Madre de Deus atendida com esgotamento sanitário conclui-se que o potencial elétrico gerado por habitante é de 1,3Wh. Se considerada a produção de biogás de todo o esgoto tratado pela Embasa, cuja população total atendida com o serviço é de 2,96 milhões, seria gerado aproximadamente de 4MWh. Em um ano a energia produzida seria de 31.588MWh.

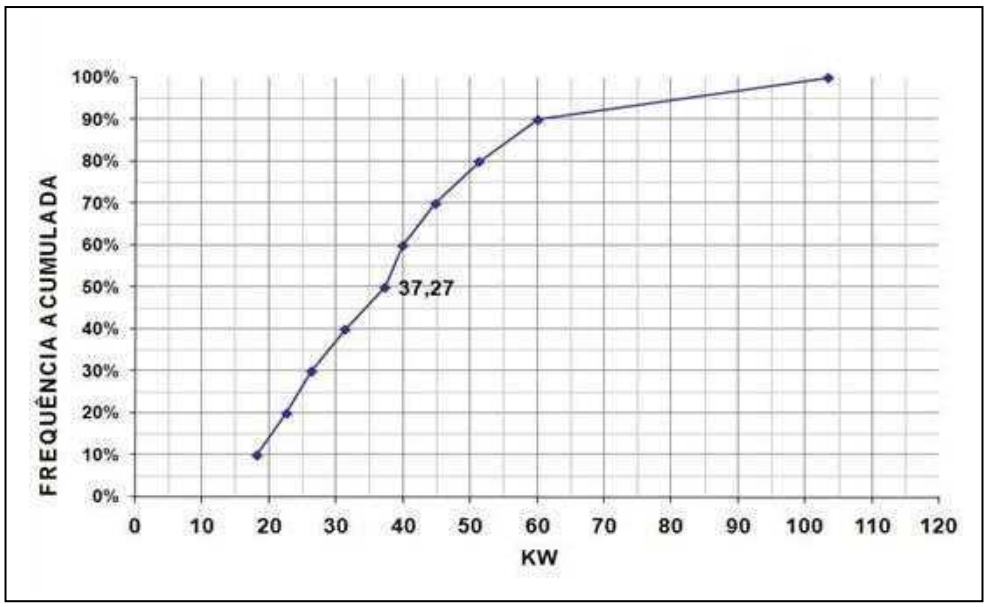


Figura 08 – Gráfico de distribuição do potencial elétrico por freqüência acumulada

Admitindo o consumo médio mensal de uma residência com quatro indivíduos em 80KWh, estima-se que a energia elétrica gerada na ETE de Madre de Deus (26.850KWh/mês) seria suficiente para prover, aproximadamente, 335 famílias, enquanto que todo o esgoto tratado pela Embasa (2.596.246KWh) forneceria eletricidade à 32.453 famílias.

É importante salientar que os resultados foram obtidos baseados em equipamentos fabricados preferencialmente para atendimento às atividades desenvolvidas no meio rural, tais como o tratamento de excremento de animais, e que podem ser necessários ajustes para atendimento ao setor de saneamento.

Na Sabesp, por exemplo, o projeto envolvendo as cinco maiores estações de tratamento de esgoto da Grande São Paulo – Barueri, Suzano, ABC, São Miguel Paulista e Parque Novo Mundo – demonstrou que um esgoto com vazão de 37.100m³/dia poderá gerar 2,8MWh. A produção de biogás se todo o esgoto da Grande São Paulo fosse tratado por digestão anaeróbia equivaleria a 270.212m³/dia, correspondendo a 20.820MWh (COSTA, 2006).

CONCLUSÕES

Com base no estudo realizado, conclui-se que:

- O biogás produzido na ETE de Madre de Deus possui potencial elétrico de 37KW/hora ou 26.850 KW/mês;
- A redução da demanda por energia na ETE de Madre de Deus significaria uma economia de R$ 119.627,44 ao ano;
- Extrapolando o resultado para todos os esgotos tratados pela Embasa seria possível fornecer eletricidade mensalmente a 32.453 famílias. A economia da empresa com energia elétrica chegaria a 51% ao ano;
- Foi comprovada a viabilidade econômica do projeto para os indicadores analisados;
- O payback de 2,3 anos, é inferior ao tempo de vida útil do equipamento;
- A relação B/C igual a 3,55, viável;
- A TIR correspondente a 61,7% ao ano, maior que a taxa de juros considerada, de 12% ao ano.

A implantação de um projeto sustentável de energia elétrica possibilitará a ampliação do uso de fontes renováveis reduzindo a emissão de gases nocivos à atmosfera. Além disso, a melhoria da eficiência energética no saneamento contribuirá com a universalização do serviço e preservação dos mananciais.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Engenheiro Júlio Cesar da Rocha Mota, Superintendente de Meio Ambiente e Projetos da EMBASA, pelas informações cedidas e que possibilitaram a realização deste estudo.

REFERÊNCIAS

CHERNICHARO, C. A. L.; **Reatores Anaeróbios: princípio de tratamento de águas residuárias**, v. 5. Belo Horizonte: UFMG – DESA, 2007.

COHIM et al. **Perspectivas futuras: água, energia e nutrientes**. In: GONÇALVES, Ricardo Francis (coordenador). Conservação de água e energia em sistemas prediais e públicos de abastecimento de água. Vitória, ES: ABES, 2009.

COSTA, David Freire da, **Geração de energia elétrica a partir do biogás do tratamento de esgoto**. 2006. 194f. Dissertação (Mestrado em Energia), PIPGE/USP, São Paulo, 2006. Disponível em: <http://homologa.ambiente.sp.gov.br/biogas/docs/artigos_dissertacoes/costa.pdf>. Acesso em: 13 Maio 2009.

DIAS, Reinaldo. **Gestão Ambiental: responsabilidade social e sustentabilidade**. 1.ed. São Paulo: Atlas, 2007.

GOMES, Herber Pimentel. **Eficiência Hidráulica e Energética em Saneamento: Análise econômica de projetos**. Rio de Janeiro: ABES, 2005.

POLPRASERT, Chongrak. **Organic Waste Recycling: Tecnology and Management**. 3rd Edition. London: IWA Publishing, 2007.

SNIS. **Diagnóstico dos serviços de água e esgotos – 2007**. Brasília: MCIDADES.SNSA, 2009.

SOUZA et al. **Determinação de metano dissolvido em efluentes de reatores UASB: identificação da perda de potencial energético e das emissões de gás de efeito estufa**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 25., 2009, Recife. Trabalhos Técnicos. Recife: ABES, 2009.

GERENCIAMENTO DE PRESSÕES ATRAVÉS DA DESATIVAÇÃO DE DERIVAÇÃO EM MARCHA, SETORIZAÇÃO E IMPLANTAÇÃO DE DISTRITOS DE MEDIÇÃO E CONTROLE NO SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DO SETOR INTERLAGOS

Nome do(s) autor(es)

RICHARD WELSCH (1); AGOSTINHO DE JESUS GONÇALVES GERALDES (2); RICARDO BARROS CUNHA (3); ARMANDO GOMES FERREIRA JÚNIOR (4); CRISTÓVÃO JOSÉ DA SILVA (5).

(1) Engenheiro Civil pela Escola de Engenharia Mauá e Pós Graduado em Administração de Empresas pela Universidade Paulista. Empregado da SABESP-SP desde 1992, atualmente como Gerente da Operação de Água e Controle de Perdas de São Bernardo do Campo na Unidade de Negócio Sul da Diretoria Metropolitana. Filiado à ABES – Rua Eugenio de Medeiros, 242 6° Andar Pinheiros/S.P. São Paulo – Brasil – CEP 05425-900 – Tel.: 55-11-38141872. e-mail: richard@sabesp.com.br.. Tel: 55-11-8685-5312.
(2) Engenheiro Civil pela Faculdade Anhenbi Morumbi, Tecnólogo em Hidráulica pela Faculdade de Tecnologia e Pós Graduado em Engenharia de Saneamento pela Faculdade de Saúde Pública da USP. Empregado da SABESP-SP desde 1992, atualmente como Gerente do Departamento de Serviços na Unidade de Negocio Sul da Diretoria Metropolitana. Filiado à ABES – Rua Eugenio de Medeiros, 242 6° Andar Pinheiros/S.P. São Paulo – Brasil CEP05425-900 – Tel.: 55-11-38141872. e-mail: agostinho@sabesp.com.br.. Tel.: 55-11-8690-3624.
(3) Engenheiro Civil pela Faculdade de Engenharia de São Paulo – FESP e Pós Graduado em Engenharia de Saneamento pela Faculdade de Saúde Pública da USP. Empregado da SABESP-SP desde 1992, atualmente como Gerente do Pólo de Manutenção Capela do Socorro na Unidade de Negócio Sul da Diretoria Metropolitana. Filiado à ABES – Rua Eugenio de Medeiros, 242 6° Andar Pinheiros/S.P. São Paulo – Brasil – CEP 05425-900 – Tel.: 55-11-38141872. e-mail: rcunha@sabesp.com.br.. Tel.: 55-11-8689-9748.
(4) Engenheiro Civil pela Faculdade de Engenharia de São Paulo – FESP e Pós Graduado em Engenharia de Saneamento pela Faculdade de Saúde Pública da USP. Empregado da SABESP-SP desde 1988, atualmente como Gerente do Pólo de Manutenção Capela do Socorro na Unidade de Negócio Sul da Diretoria Metropolitana. Filiado à ABES – Rua Eugenio de Medeiros, 242 6° Andar Pinheiros/S.P. São Paulo – Brasil – CEP 05425-900 – Tel.: 55-11-38141872. e-mail: agferreira@sabesp.com.br. Tel.: 55-11-8689-6038.
(5) Pedagogo pela Faculdade Campos Sales, Administrador de Empresa pela Faculdade Campos Sales e Pós Graduado em Gestão Ambiental Pela Faculdade de Saúde Pública da USP. Empregado da SABESP desde 1981, atualmente como Gerente do Escritório Regional Capela do Socorro na Unidade de Negócio Sul da Diretoria Metropolitana. Filiado à ABES – Rua Eugenio de Medeiros, 242 6° Andar Pinheiros/S.P. São Paulo – Brasil – CEP 05425-900 – Tel.: 55-11-38141872. e-mail: cjsilva@sabesp.com.br.. Tel.: 55-11-8690-3699.

Resumo

Este trabalho consistiu na avaliação de impacto e resultados decorrentes da aplicação de um conjunto de ferramentas, técnicas e terminologias preconizadas pela metodologia da IWA, para controle e redução de perdas, em setor de abastecimento de água operado na zona sul da Cidade de São Paulo.

O gerenciamento das perdas exige ações constantes e sistemáticas, a maior parte delas ligadas ao cotidiano da operação e manutenção. Permite ao operador do sistema, a implementação monitorada de ações e medição de resultados por meio de indicadores.

O presente trabalho vem relatar um conjunto de intervenções envolvendo atividades de estudo; operação e ações para redução de perdas; obras; mecânica e caldeiraria. O abastecimento do setor era realizado por uma única zona de pressão, com simultâneo por gravidade e recalque, o que dificultava em muito o seu gerenciamento, dadas as grandes extensões de redes e diversificação de problemas e situações e serem administradas a cada caso.

As ações combinadas permitiram reduzir o volume disponibilizado ao sistema, objeto de estudo, em aproximadamente 543 mil m³/mês, o que projeta, em doze meses, uma economia de 7.070.000 m³ assim como a ampliação dos volumes utilizados, evidenciados pelo índice de perdas totais (IPDT) do sistema, que passou de 452 l/lig*dia, antes das intervenções, para 243 l/lig*dia, apresentando uma redução de 46%.

Palavras-Chave: Distribuição, Indicadores, Metodologia, Perdas, Setor de Abastecimento.

Introdução

Há muito tempo, perdas de água tem sido um problema crônico nos sistemas de abastecimento de água do Brasil, sendo um dos principais indicadores de desempenho operacional das empresas de saneamento do mundo. Dados do Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS) em 2006 o índice médio de perdas na distribuição no Brasil foi da ordem de 500 litros/ligação/dia, valor muito próximo do consumo médio, de 600 litros/ligação/dia.

Grande parte deste problema relaciona-se basicamente com duas causas principais: gerenciamento e embasamento técnico de ações. Muitas companhias não identificaram ainda a importância do controle de perdas, ou mesmo, não dispõe das tecnologias e métodos disponíveis para sua implementação.

A IWA-International Water Association desenvolveu um amplo arcabouço metodológico e uma padronização da terminologia adotada em sistemas de abastecimento de água, hoje cada vez mais aceitos mundialmente. Este conjunto de boas práticas permite ao operador

do sistema, a implementação monitorada de ações e medição de resultados por meio de indicadores.

A redução das perdas possibilita o melhor aproveitamento da infra-estrutura existente e a postergação da aplicação de recursos para ampliação dos sistemas. Além do mais, permitem um grande retorno financeiro, seja pela diminuição dos custos de produção de água, seja pelo aumento do faturamento.

Metodologia Utilizada

O setor de abastecimento objeto do estudo em questão ocupa uma área de 9,87 km², e conta com uma extensão de redes de aproximadamente 152 Km, onde 90% dessas redes operam há mais de trinta anos. O material predominante das redes é o ferro fundido.

O setor conta com 12.401 ligações que alimentam um parque de hidrômetros com idade média de quatro anos, responsável por um faturamento mensal de R$ 1.747.000,00.

Extensão de rede: 152,2 km
N° de ligações: 12 401
Faturamento: R$ 20.964 Mi / Ano
Volume macromedido – 4.301 milhões de m³ / Ano
Volume micromedido – 3.209 milhões de m³ / Ano

Quadro 1 – Dados do setor de abastecimento - Área de Controle

O desenvolvimento do trabalho pautou-se em análise e revisão do sistema cadastral, ações de setorização, modelagem hidráulica, macromedição e monitoramento, e por fim, ações de controle e redução de perdas reais e perdas aparentes.

O sistema descrito no presente trabalho estava caracterizado por uma única zona de pressão, com simultâneo por gravidade e recalque. A partir de análises cadastrais e condições operacionais, foi desenvolvida uma proposta de setorização, com vistas à implementação de duas zonas de pressão, abastecidas exclusivamente por gravidade, e alimentadas por uma única válvula redutora de pressão – VRP.

O trabalho contou com a colaboração interdepartamental de quatro unidades distintas da companhia responsável pela operação e manutenção do sistema, envolvendo atividades de estudo, operação e ações para redução de perdas, obras, calderaria e mecânica, abaixo descriminadas:

- Estudo para ativação da VRP Leonardo de Fássio e implementação dos DMC's;
- Instalação de válvula de bloqueio entre os grupos 3 e 4 da EEA Socorro;
- Interligação do barrilete da EEA Socorro com a nova adutora DN 1200mm;
- Instalação da válvula telecomandada;
- Interligação da nova chegada de água ao Reservatório;
- Construção de 10 PV's para a instalação de Tap's;
- Substituições de 19 válvulas gavetas DN 75mm a DN 150mm;
- Instalação de 07 válvulas gavetas DN 75mm;
- Execução de 02 interligações em rede DN 75mm;
- Substituição de 09 caixas de parada;
- Identificação das válvulas de bloqueio limítrofes através de cor azul;
- Readequação dos pontos de medição para utilização de medidor de vazão portátil ultrassônico



Figura 1 – Antes das Intervenções

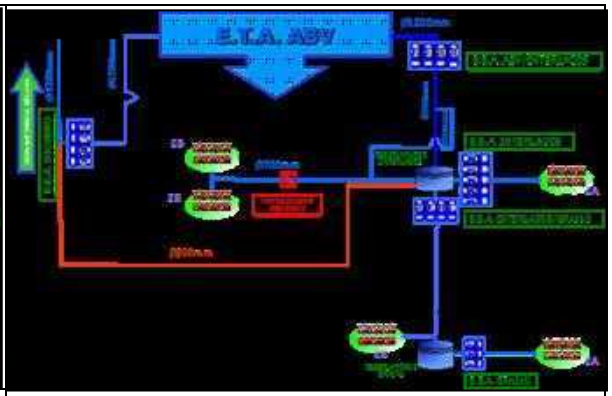


Figura 2 – Após as Intervenções

Além da implementação da nova concepção de abastecimento descrita, foram desenvolvidos e implementados, subsetores dentro da área de abastecimento da VRP, segmentando-a em oito distritos de medição e controle – DMC, em consonância com as premissas sugeridas pela IWA.

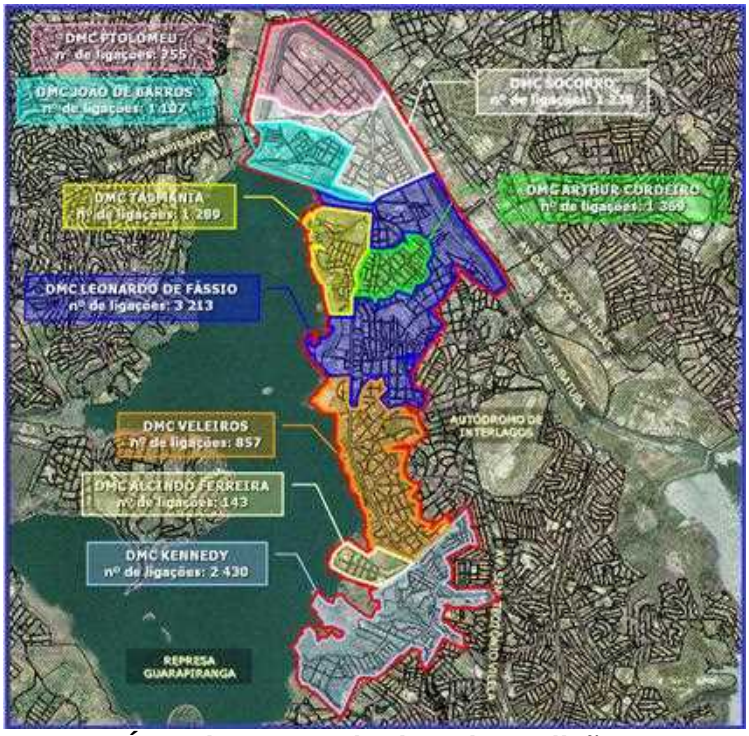


Figura 3 – Área da VRP e Distritos de Medição e Controle

Item	DMC	No. de Ligações	Extensão de Redes
1	Ptolomeu	755	9.139
2	João de Barros	1.107	9.580
3	Tasmânia	1.289	8.278
4	Leonardo de Fássio	3.213	35.397
5	Veleiros	857	26.130
6	Kennedy	2.567	33.254
7	Socorro	1.238	18.756
8	Arthur Cordeiro	1.369	11.602
VRP Leonardo de Fássio		**12.395**	**152.136**

Quadro 2 – Distritos de Medição e Controle

Uma vez segmentado o sistema, criaram-se condições para o controle e redução de perdas reais e aparentes, o que se deu com as seguintes ações:

- Compatibilização cadastral dos elementos operacionais de redes e comerciais do sistema, de forma a unificar os DMC criados, como unidades básicas do gerenciamento;

- Definição e implementação de pontos de medição de vazão e pressão em pontos estratégicos de cada um dos DMC, capazes de monitorarem basicamente vazões de entrada, pressões de entrada, médias e críticas;

- Implementação de controlador eletrônico para modulação por tempo na VRP Leonardo de Fássio, que caracteriza a fonte única de abastecimento dos oito DMC implementados;

- Diagnósticos pormenorizados por DMC, com a implementação de Balanços Hídricos por DMC com a obtenção de diagnósticos e indicadores individuais, possibilitando priorização de ações e investimentos.

- Realização de pesquisa e reparo de vazamentos;

- Análise do cadastro comercial e ações de campo para a reativação de cento e cinqüenta e uma ligações inativas;

- Trocas e adequações de mil setecentos e trinta e quatro hidrômetros;

- Análise pormenorizada do cadastro de clientes com a realização de vistorias em economias com consumo zero;

- Atuações em fraudes identificadas.

Definição e implementação de pontos de medição de vazão e pressão em pontos estratégicos de cada um dos DMC, capazes de monitorarem basicamente vazões de entrada, pressões de entrada, médias e críticas

Dos parâmetros de qualidade da água bruta, a turbidez, a cor aparente, o pH, a alcalinidade, a temperatura e os índices de coliformes totais e fecais são periodicamente registrados na maioria das estações de tratamento de água.

Resultados Obtidos

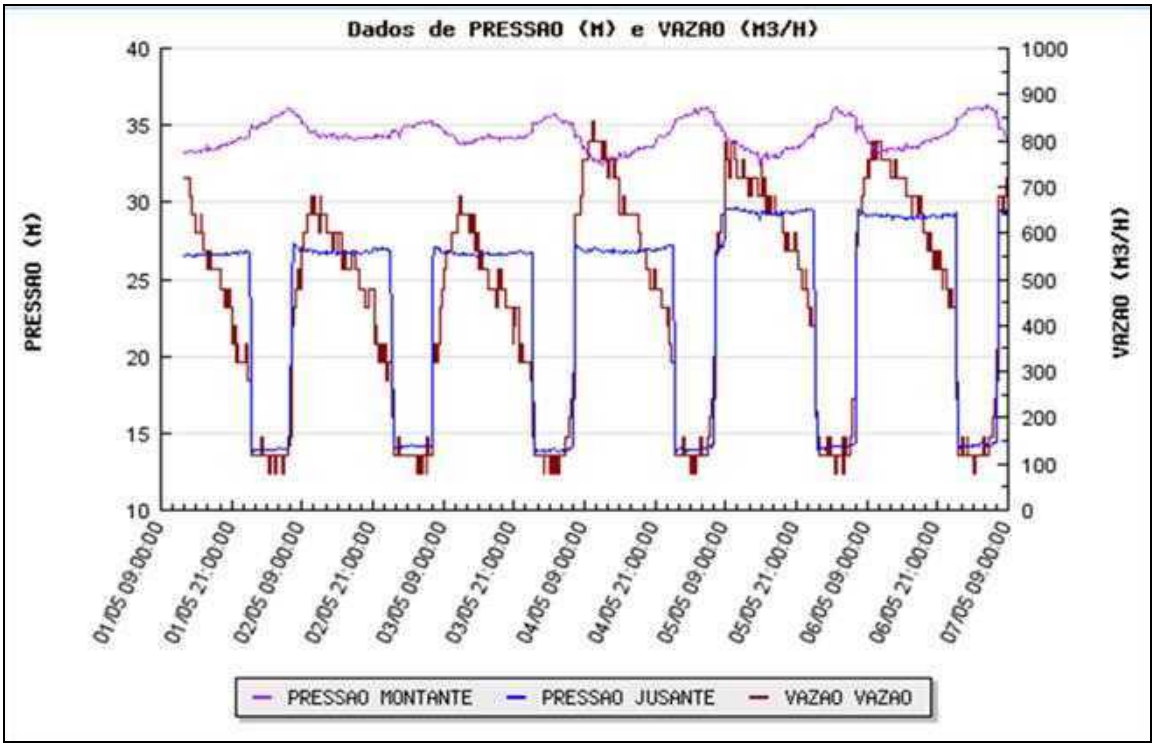


Figura 4 – Gráfico da VRP Leonardo de Fássio – Pressão e Vazão.

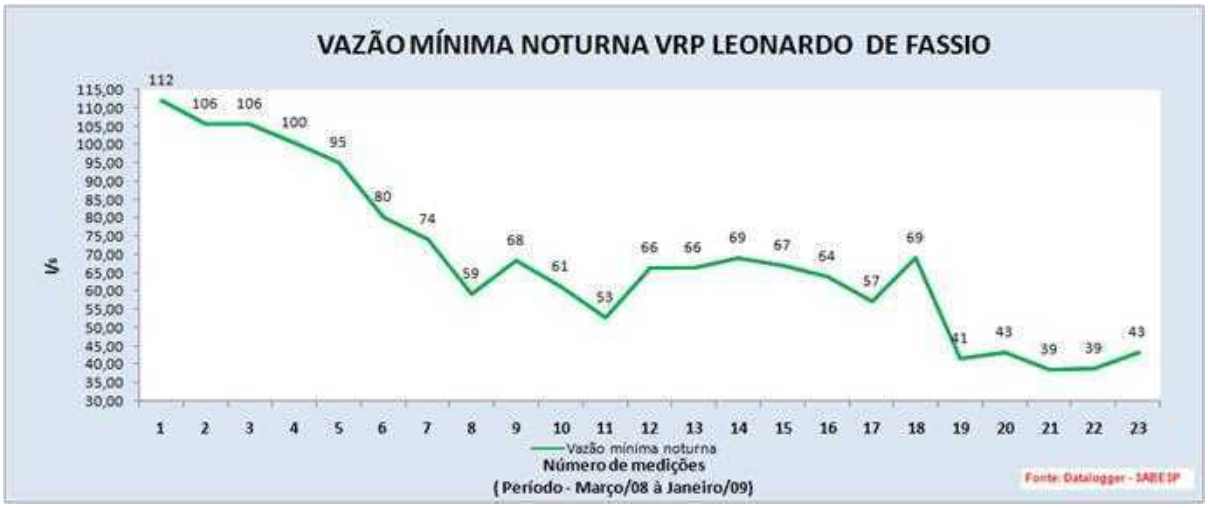


Figura 5 – Gráfico – Vazão Mínima Noturna - VRP Leonardo de Fássio

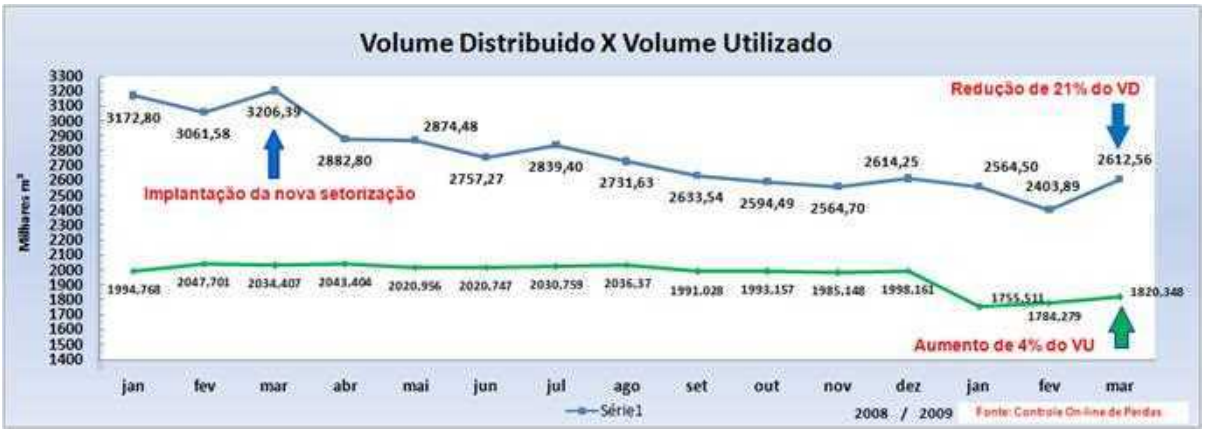


Figura 6 – Gráfico do VD-Volume Distribuido e VU-Volume Utilizado – Setor Interlagos.



Figura 7 – Gráfico do IPDT-Indice de Perdas Totais da Distribuição – Setor Interlagos.

Conclusões

As implementações realizadas no tocante a compatibilização cadastral, setorização e controle de pressão, permitiram condições para um gerenciamento mais eficaz do sistema, com a priorização de ações de pesquisa e reparo de vazamentos, e refinamento das pressões de abastecimento.

Com a nova concepção operacional do setor conseguimos com o controle efetivo de pressões, obter uma redução nas médias de 60mca p/ 40mca(diurna) e de 60mca p/ 22mca(noturna).

As ações combinadas permitiram reduzir o volume disponibilizado ao sistema objeto de estudo, em aproximadamente 543 mil m3/mês, onde já podemos contabilizar, para doze

meses, uma economia de 7.070 milhões de m3. Considerando-se o custo marginal da água a R$ 0,17/m3, isto representa cerca de R$ 1.201.000 mil anuais.

A partir da apuração do custo médio com as ações de reparo de vazamentos, pode-se estimar que a redução deste tipo de intervenção, decorrente da equalização de pressões de abastecimento, representa cerca de R$ 65 mil anuais, já descontados os custos do geofonamento. Com a implementação das ações e em especial os ciclos de geofonamento executados obtivemos uma redução dos vazamentos no sistema dentro da área de controle em estudo com os seguintes indicadores: Cavaletes – redução de 37%; Ramais – redução de 57%; Redes – redução de 71%.

As trocas e regularizações de hidrômetros implementadas, juntamente com as ações em ligações inativas e fraudes, permitiu a renovação do parque de hidrômetros, com a diminuição de sua idade média de 5,2 para 4 anos, bem como a ampliação dos volumes micromedidos.

As ações e ganhos combinados de redução de volumes disponibilizados e ampliação de volumes utilizados é evidenciada pelo índice de perdas totais (IPDT) do sistema, que passou de 452 l/ligxdia antes das intervenções para 283 l/ligxdia, evidenciando uma redução de 38%.

O custo das ações para a implementação da setorização foi de aproximadamente R$ 351.000 mil. É possível portanto, estimar que os investimentos realizados para a melhoria do desempenho do sistema serão totalmente amortizados em aproximadamente 4 meses.

É de fato notável, que as perdas representam um problema de gestão e de ferramental apropriado para combatê-las, onde a implementação de um plano de setorização, gerenciamento de pressões com área de controle de VRP's e distritos de medição e controle – DMC, como unidade básica do gerenciamento, mostra-se imprescindível, como forma de garantir diagnósticos mais precisos e soluções mais otimizadas.

Referências Bibliográficas

1. AZEVEDO NETTO, J.M.; FERNANDEZ Y FERNANDEZ, M.; ARAUJO, R.; ITO, A.E. Manual de hidráulica. 8. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1998. 669 p.
2. CETRE do Brasil LTDA. Apostila do Curso de Detecção de Vazamentos Não Visíveis – Métodos Acústicos. 2003. 154p.
3. TSUTIYA, Milton Tomoyuki. Abastecimento de água. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da USP,São Paulo-SP. 2006. 643p.
4. Documentos Técnicos de Apoio – DTAs elaborados no âmbito do PNCDA (Programa Nacional de Combate ao Desperdício de Água). Ministério do Planejamento e Orçamento – Secretaria de Política Urbana, 1998.

GESTÃO DE ÁGUAS RESIDUAIS
Evolução do diagnóstico permanente Valongo com base no projecto desenvolvido em Toulouse

Alexandra CUNHA [1]; Miguel BORGES[2]; Pedro HUBERTO [3]

RESUMO

Através do desenvolvimento do projecto Águas Parasitas pelo grupo Veolia Água foi possível à Águas de Valongo implementar no Concelho uma ferramenta de gestão dos sistemas de recolha, drenagem, tratamento e rejeição de águas residuais, entrou-se, assim, numa nova etapa quanto ao diagnóstico, detecção e correcção das "águas parasitas" nos sistemas que compõem as infra-estruturas de águas residuais através da identificação, análise e eliminação das águas de captação e águas de infiltração recorrendo a campanhas de testes de fumo e inspecções vídeo a colectores.

Palavras-chave: águas, diagnóstico, instrumentação, parasitas, teletransmissão,

[1] - Engenheira Civil, Directora Técnica da Veolia Água, Águas de Valongo.
[2] - Estudante de Eng. Civil, elemento da equipa de Águas Parasitas da Veolia Água, Águas de Valongo.
[3] - Engenheiro Civil, Responsável pelo projecto Águas Parasitas da Veolia Água, Águas de Valongo.
aguas.valongo@veoliaagua.com.pt Tel. 224227390 Fax 224222644

1 – INTRODUÇÃO

A gestão dos sistemas de recolha, drenagem, tratamento e rejeição de águas residuais domésticas tem vindo, nos últimos tempos, a ser encarado como uma prioridade das entidades gestoras, face, por um lado, a um maior rigor no desempenho ambiental que começa a fazer-se sentir em consequência de normas legais cada vez mais restritivas e punitivas assim como um meio de optimização de recursos e de custos operacionais na gestão diária dos sistemas de drenagem – redes de drenagem e estações elevatórias – e nos sistemas de tratamento e rejeição das águas residuais – ETAR.

Numa preocupação de melhoria do funcionamento das redes de saneamento e aumento do rendimento das ETAR, a Águas de Valongo, S.A. Implementou um sistema que permite detectar as infiltrações de águas parasitas. Esta Água tem a sua origem em chuva ou linhas de água do subsolo, não tendo necessidade de tratamento antes de ser lançada no rio.

O aumento de caudal afluente à ETAR provocado pela infiltração de águas, leva por vezes a que seja excedido o caudal máximo de entrada na ETAR. Esta situação acarreta graves problemas para o seu perfeito funcionamento e para o meio receptor.

O grupo Veolia Água iniciou este projecto na cidade francesa de Toulouse em 1980, tendo vindo ao longo dos anos a aperfeiçoar e a desenvolver técnicas e procedimentos que permitem actualmente a sua aplicabilidade em todos os sistemas de drenagem de águas residuais através da utilização de métodos simplificados e com elevado nível de eficiência.



Figura 1-Rede de interceptores afectos à ETAR de Campo

2 – CONCEITO DE ÁGUAS PARASITAS

Pretende-se com a designação de águas parasitas identificar, tipificar e quantificar a proveniência de “águas” estranhas ao sistema e que afectam o seu bom desempenho.

Estão divididas em dois tipos:

EPI – Águas parasitas de infiltração

EPC – Águas parasitas de captação

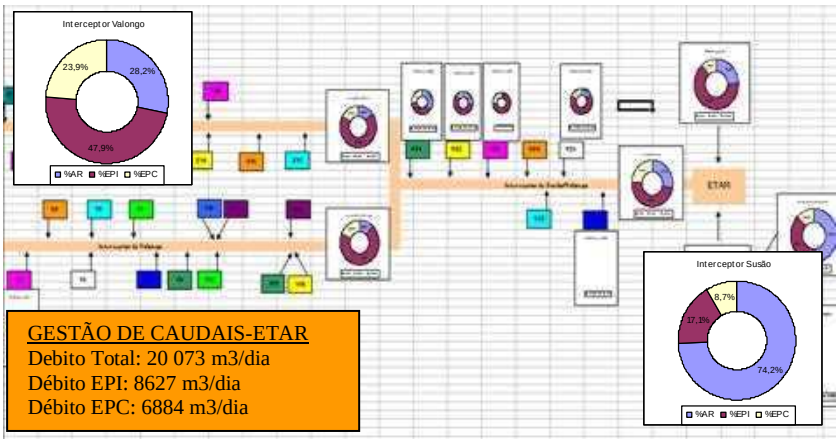


Figura 2-Diagrama exemplificativo da caracterização das A.R.

2.1 – Águas parasitas de infiltração (EPI)

As águas de infiltração podem ter várias origens tais como infiltração a partir dos níveis freáticos ou através das linhas de água.

Através dos dados obtidos pelos medidores de caudal e relacionando os caudais medidos em período nocturno seco conseguimos quantificar os caudais de infiltração.

As infiltrações nos colectores de águas residuais resultam do mau estado de conservação dos mesmos, o qual é identificado através de inspecções vídeo realizadas nos colectores. Em 2009 foram inspeccionados cerca de 12 Km de colector de águas residuais.

Na sequência directa destas inspecções procedeu-se a remodelações no colector de águas residuais e à substituição de caixas de saneamento danificadas.

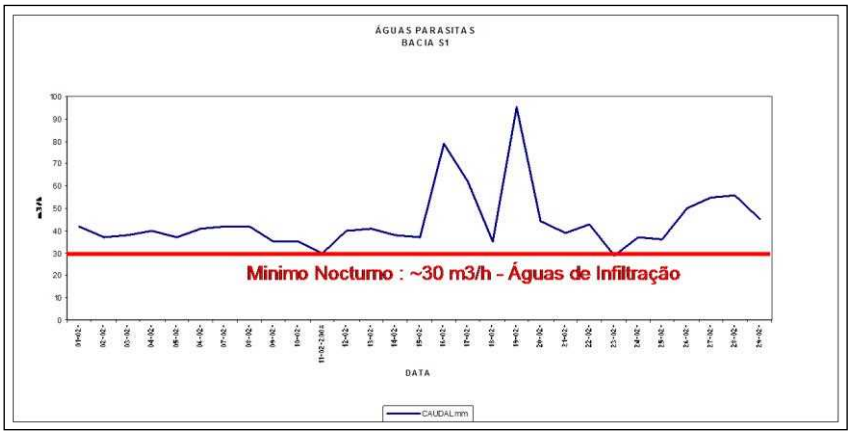


Figura 3- Registo gráfico de caudal antes da reparação



Figuras 4,5,6 -Inspecção de vídeo a colector de A.R.

Após reparação do colector os mínimos nocturnos baixaram consideravelmente



Figuras 7,8,9- Reparação de colectores e caixas danificados

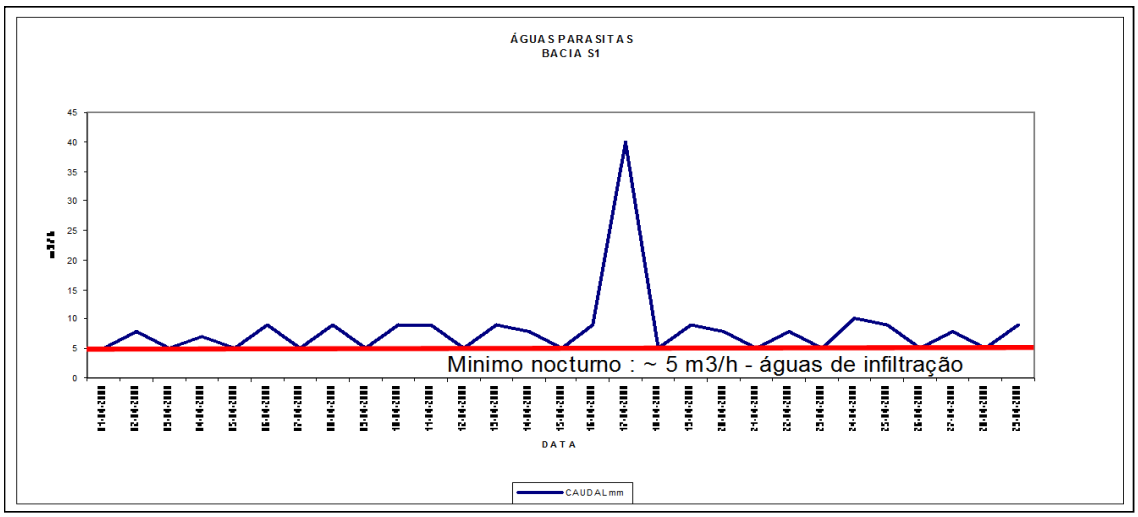


Figura 10- Registo gráfico de caudal após a reparação

2.2 – Águas parasitas de captação (EPC)

As águas de captação podem ter várias origens tais como ligações indevidas de consumidores, sarjetas e ramais pluviais particulares.

Analisando e relacionando os caudais obtidos em tempo de chuva conseguimos quantificar as águas de captação.

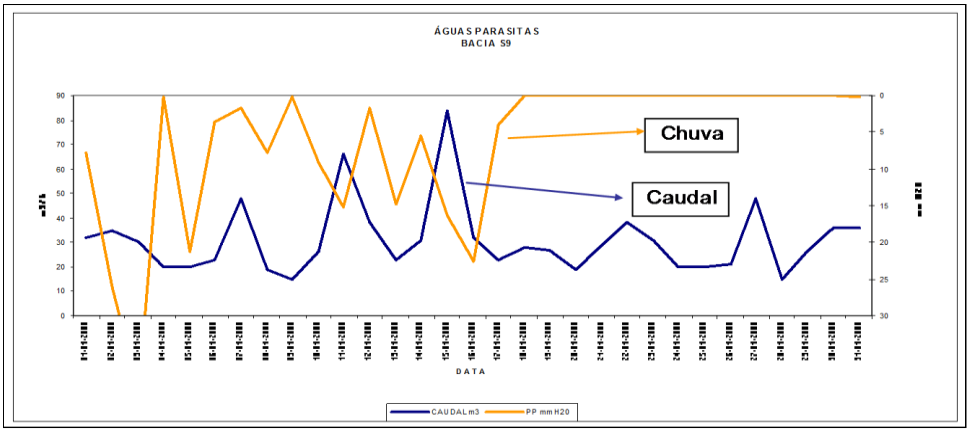


Figura 11- Impacto da precipitação no caudal

As águas de captação resultam das ligações incorrectas das redes de águas pluviais públicas e/ou prediais aos colectores de saneamento e são identificadas através da realização de testes de fumo.

Em 2009 foram testados recorrendo a testes de fumo cerca de 20 Km de colector de águas residuais onde se identificaram vários imóveis com ligações incorrectas, bem como várias situações de sarjetas ligadas à rede de saneamento.



Figura 12,13,14- Ligações de águas pluviais à rede de saneamento identificadas por testes de fumo

Após a eliminação das ligações incorrectas verificou-se uma redução significativa dos caudais em tempo de chuva:

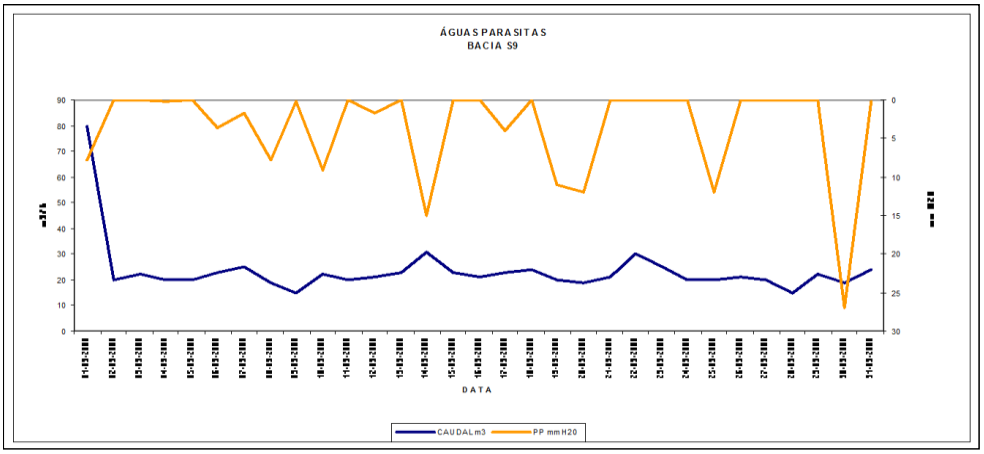


Gráfico 15- Impacto da precipitação nos caudais após as correcções

3 – OBJECTIVOS DA ACTIVIDADE

Com este projecto é desenvolvida uma ferramenta de controlo, medição, monitorização e seguimento das condições de funcionamento dos sistemas de drenagem que permite:

- Caracterizar o sistema existente;
- Identificar os pontos críticos;
- Planear e priorizar as intervenções;
- Planear e realizar as acções no terreno quer ao nível das redes públicas quer ao nível das redes prediais;
- Manter em permanência a vigilância e o registo dos caudais;
- Permitir a auto-vigilância e o diagnóstico permanente dos sistemas de drenagem de águas residuais tendo em vista desencadear acções preventivas de manutenção e/ou reparação das redes existentes;
- Reduzir o caudal de águas não residuais afluentes às ETAR;

4 – AS FASES DO PROJECTO

O desenvolvimento deste projecto passa pelas seguintes etapas:

1ª Fase – Cadastro das redes de águas residuais e identificação de utentes

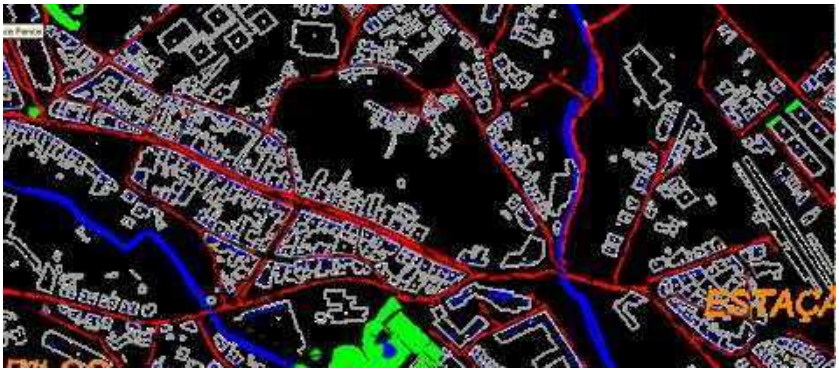


Figura 16- Cadastro da rede de saneamento

O cadastro das redes de águas residuais é uma ferramenta imprescindível. Efectuou-se um levantamento, de terreno, rua a rua, de 150 km, em três freguesias, Valongo, Campo e Sobrado.

Paralelamente a esta acção efectuou-se o levantamento de todos os utentes de águas residuais, rua a rua, e a interligação do Sistema de Informação Geográfico – GIRIS ao Sistema de Gestão Clientes – ELAG.

Esta parametrização é indispensável para se identificar, através da capitação das águas residuais, os caudais e volumes de águas residuais produzidas.

2ª Fase – Constituição da equipa e afectação de meios



Figura 17 e 18 – Meios afectos ao projecto

A equipa constituída, actualmente, por 3 colaboradores da Águas de Valongo, passou por um processo de formação e aprendizagem neste domínio, que incluiu uma visita ao Departamento de águas residuais da Compagnie Générale des Eaux, em Toulouse.

Sendo este um processo também evolutivo e ajustado à fase de implementação do projecto, a equipa tem à sua disposição, entre outros, os seguintes equipamentos:

- 1 Viatura totalmente equipada;

- 1 Equipamento gerador de fumo;
- 1 Equipamento de inspecção vídeo;
- 1 Equipamento informático.

3ª Fase – Sectorização do sistema de drenagem e tipificação de anomalias

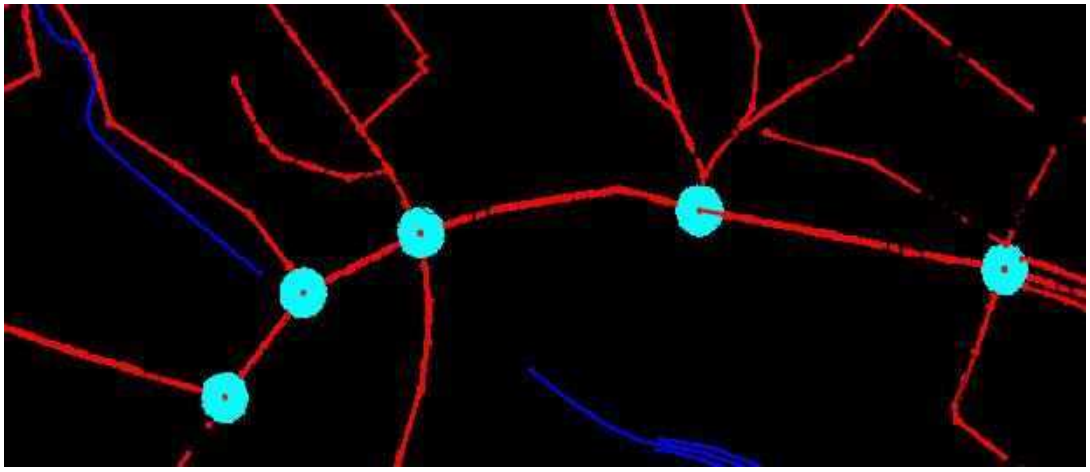


Figura 19 - Sectorização de Bacias

Concluído o levantamento cadastral, procedeu-se, na freguesia de Valongo, à sectorização e sub-sectorização das redes de águas residuais de acordo com as várias bacias de drenagem, tendo sido constituídas 42 bacias de drenagem.

4ª Fase – Diagnóstico Permanente



Figura 20 - Caracterização do efluente em cada Bacia

Consiste no registo em contínuo e em simultâneo dos caudais afluentes em cada bacia de drenagem com o objectivo de avaliar o impacto das águas parasitas em cada sector, evidenciar as zonas criticas e definir as prioridades de actuação.

5ª Fase – Diagnostico permanente – Medição Global

Permite o controlo permanente e simultâneo de todo o sistema, ou seja, consiste em alargar os pontos de medição às sub bacias de modo a obtermos um controlo global de todo o sistema.

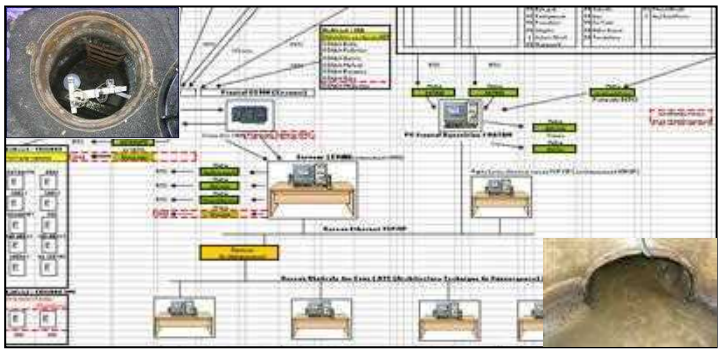


Figura 21 - Centralização e gestão de toda a informação relativa a caudais

5 – INSTALAÇÃO DE INSTRUMENTOS DE MEDIÇÃO DE CAUDAL



figura 22 e 23 – Caudalimetros e medidores de nível

Procedeu-se então à instalação de medidores de caudal em cada um dos principais pontos de medição dos interceptores e medidores de nível em cada uma das bacias, que nos permitiu criar um histórico de leituras em período diurno, nocturno, em tempo seco e em períodos de chuva, através do qual foram definidas as prioridades de intervenção.

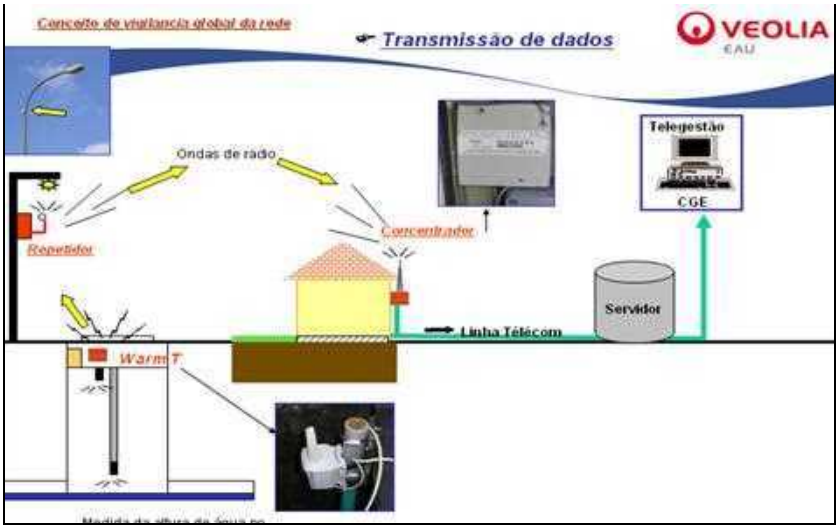


Figura 24 – Esquema de funcionamento de medidores de nível



Figura 25 – Distribuição de medidores de nível pelas respectivas bacias

6 – O FUTURO PROXIMO

6.1. Concepção de um sistema de auto vigilância global

Com o diagnóstico global e permanente de todo o sistema estão criadas as condições para a gestão total do sistema, através da análise critica dos dados, que conduzem à definição das prioridades de acção, do tipo de intervenções e na avaliação do impacto que essas acções causaram na melhoria do funcionamento do sistema. Permite também a possibilidade de intervenções preventivas de modo a evitar situações de inundação em tempo de chuva bem como as consequências que dai advêm.

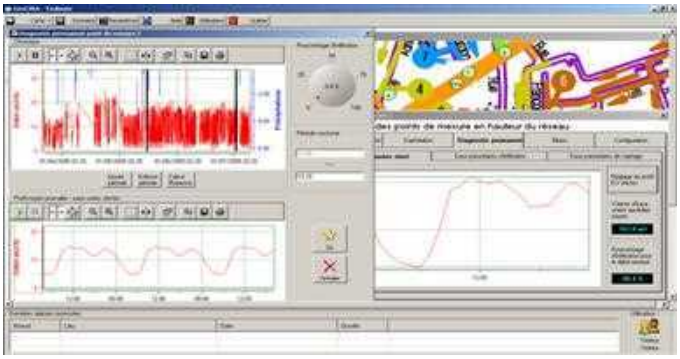


Figura 26 – Programa de gestão de águas residuais

7 – CONCLUSÃO:

O projecto das Águas Parasitas é deste modo a ferramenta de gestão dos sistemas de recolha, drenagem, tratamento e rejeição de águas residuais que permite:

- Assegurar a auto – vigilância e o diagnóstico permanente dos sistemas de drenagem;
- Gerar indicadores de performance que permitam a melhoria continua do funcionamento dos sistemas e deste modo assegurar um correcto desempenho ambiental;
- A gestão da exploração das redes, em tempo real e desencadear acções de manutenção preventiva;
- Planear e priorizar de forma sustentada as acções no terreno;
- Partilhar a informação entre todos os intervenientes na gestão da água (IRAR; CCDR; Câmaras Municipais; Concelhos limítrofes);
- A conjugação dos instrumentos de medição; a télé – transmissão de informação e o software de gestão e tratamento de dados, são sem dúvida a chave para a modernização das boas práticas de exploração dos sistemas de águas residuais.

GESTÃO DE REDUÇÃO DE PERDAS NA UNIDADE DE NEGÓCIO NORTE - SABESP

Mário A. BRAGHIROLI[1]; José J. P. FERNANDES[2]; Guilherme M. PAIXÃO[3]; Nanci DELBIM[4]; Valdemir V. FREITAS[5]

Palavras-chave: gestão; redução de perdas; sabesp

A Unidade de Negócio Norte é responsável pelos serviços de distribuição de água e coleta de esgoto da região norte do município de São Paulo e dos municípios de Bragança Paulista, Caieiras, Cajamar, Francisco Morato, Franco da Rocha, Joanópolis, Mairiporã, Nazaré Paulista, Pedra Bela, Pinhalzinho, Piracaia, Vargem e Socorro.

Nossas informações relativas ao sistema de distribuição são:

Vazão	- 9,54 m³/s
População	- 3.000.000 pessoas
Rede	- 5.000 Km
Ligações de água	- 755.000 ligações
Domicílios	- 938.782 un

[1] Tecnólogo em Construção Civil pela Faculdade de Tecnologia de São Paulo-FATEC, Pós-Graduado em Administração de Empresas pela Fundação Armando Álvares Penteado-FAAP, Sabesp, Rua Conselheiro Saraiva nº 519, 02037-021 São Paulo – Brazil, mbraghiroli@sabesp.com.br, Telf: 55 11 2971 40 53

[2] Engenheiro Civil pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Administração de Empresas pela Faculdade de Economia e Administração da Universidade Mackenzie, Sabesp, Rua Conselheiro Saraiva nº 519, 02037-021 São Paulo – Brazil, josejulio@sabesp.com.br, Telf: 55 11 2971 40 01

[3] Engenheiro Mecânico pela PUC-MG e MBA em Administração para Engenheiros pelo Instituto Mauá de Tecnologia, Sabesp, Rua Conselheiro Saraiva nº 519, 02037-021 São Paulo – Brazil, guilhermemp@sabesp.com.br, Telf: 55 11 2971 41 10

[4] Comunicação Social pela FMU, Pós-Graduado em Administração de Gestão de Empresas pela Faculdade São Luiz, MBA em Desenvolvimento gerencial pelo Instituto Mauá de Tecnologia, Sabesp, Rua Conselheiro Saraiva nº 519, 02037-021 São Paulo – Brazil, ndelbin@sabesp.com.br, Telf: 55 11 2971 41 14

[5] Engenheiro Civil pela Universidade Guarulhos, Especialista em Saneamento Básico pela Faculdade de Saúde Pública de São Paulo – FSP/USP, Sabesp, Rua Conselheiro Saraiva nº 519, 02037-021 São Paulo – Brazil, wfreitas@sabesp.com.br, Telf: 55 11 2971 40 96

Este trabalho relata a nossa gestão, nesta incansável jornada, para redução das perdas de água.

A redução de perdas, nos sistemas de distribuição de água, sempre foi um dos principais objetivos da Diretoria Metropolitana da Sabesp.

Nos últimos anos investimos em melhorias conceituais e tecnológicas das ações de controle e redução de perdas.

Em 2002 através de uma consultoria especializada com Allan Lambert e Julian Thorton nossos conhecimentos foram alinhados aos estudos da IWA – Internacional Water Association.



Os principais pontos discutidos foram:

- Consolidação do indicador de perdas com caráter mais técnico litro perdido/ligação dia.
- Perdas físicas e não físicas foram traduzidas para reais e aparentes.
- Métodos de avaliação de perdas reais anuais: Balanço hídrico, Vazão mínima noturna e Babe comps
- Gerenciamento das perdas reais
- Primeiro ensaio de campo, tipo um FCI na VRP – Rua Comprida.

No ano de 2004, por solicitação da Diretoria Metropolitana, cada Unidade de Negócio, deveria concentrar ações de controle de redução de perdas em um setor de abastecimento.

A Unidade de Negócio Norte, escolheu o setor Freguesia do Ó com as seguintes características:

- Vazão de entrada com 439 l/s, macromedida em um sistema confiável e recentemente aferido
- 32.789 ligações de água, atendidas por três Escritórios Comerciais

- 250 km de redes de distribuição de água, com serviços em dois Pólos de Manutenção
- 380 Km de redes de distribuição controladas por válvulas redutoras de pressão (dois níveis de controle)

Os departamentos comercial, engenharia e manutenção, atuaram de forma integrada e realizaram as seguintes ações:

- Verificação dos limites do setor de abastecimento das zonas internas de pressão
- Instalação de 15 data loggers para monitoramento da pressão média do setor
- Detecção de vazamentos não visíveis em 460 km de redes de distribuição (1,8 vezes a extensão do setor)
- Conserto de 1.473 vazamentos de água
- Verificação das 32.789 ligações de água (ativas e inativas)
- Substituição de 5.572 hidrômetros
- Regularização de 267 ligações de água

Em dois meses de trabalho conseguimos:

- Redução do índice mensal de perdas de 723 para 416 l/ligação dia
- Redução do volume macromedido em 20%
- Aumento do volume micromedido em 6%

"A redução de perdas não pode ser responsabilidade de uma pessoa, área ou gerente, tem que ser um compromisso de todos".

Em 2006 incrementamos o programa de redução de perdas com o MASP(P) – Método de Análise de Solução de Problemas de Perdas, onde 120 colaboradores foram envolvidos para:

- Planejar e identificar atividades críticas do processo
- Desenvolver instruções, padrões de trabalho e formas de controle
- Aplicar controle estatístico de processo, diagramas de Ishikawa e Pareto

Foram criadas centrais de controle, que diariamente analisam os volumes disponibilizados para distribuição, os volumes utilizados pelos consumidores e as ações de controle e redução de perdas.

As informações são disponibilizadas através da rede interna de comunicação – Intranet, para os colaboradores envolvidos com o processo de redução de perdas.

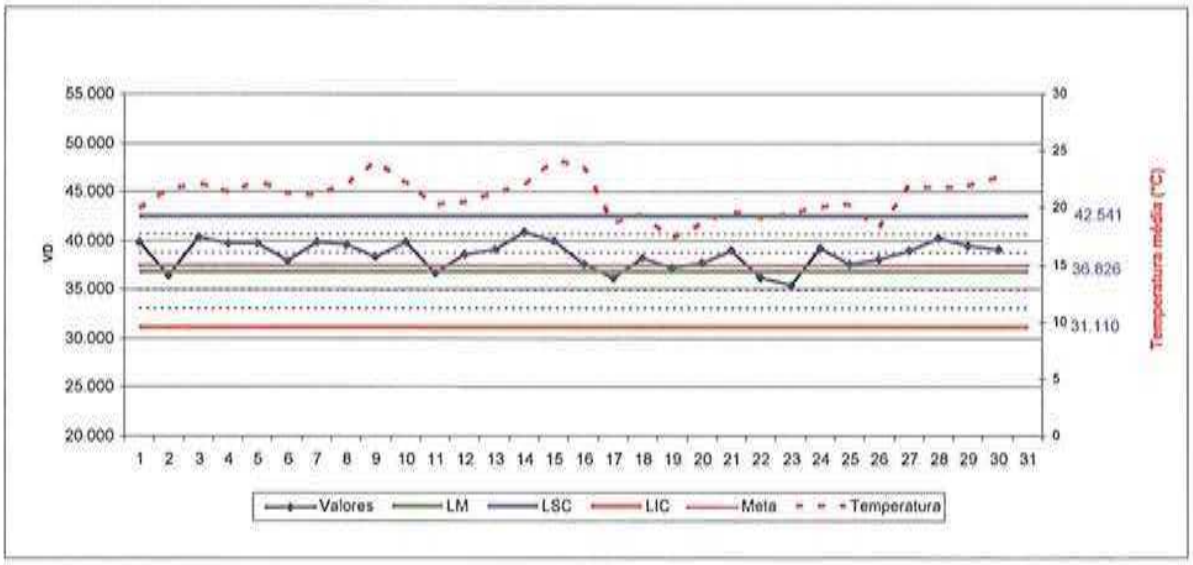
Como exemplo, Quadro com Volumes disponibilizados para distribuição por Pólo de Manutenção:

CENTRAIS DE CONTROLE	ago/09	02/08/10	meta ago/10	META	REALIZADO %		PARTICIPAÇÃO NO VOLUME MN
	m³/dia	m³/dia					
POLO SANTANA - CCM + COD MNEA	151.199	161.395	154.203	1,99%	6,74%	☹	18,30%
POLO FREGUESIA - CCM + COD MNEA	196.313	206.169	199.729	1,74%	6,02%	☹	23,67%
POLO PIRITUBA - CCM+ COD MNEA	176.212	183.246	179.372	2,37%	4,69%	☹	21,65%
POLO VL. MARIA - CCM + COD MNEA	154.623	156.711	158.065	2,29%	1,42%	☺	19,15%
POLO BRAGANÇA - CCM+CCO BRAGANÇA	44.789	45.399	45.611	1,84%	1,36%	☺	6,08%
POLO FR. DA ROCHA - CCM+COD MNEA	103.109	109.812	105.014	1,85%	6,50%	☹	11,26%
TOTAL	800.234	862.731	841.994	5,22%	7,81%	☹	100,00%

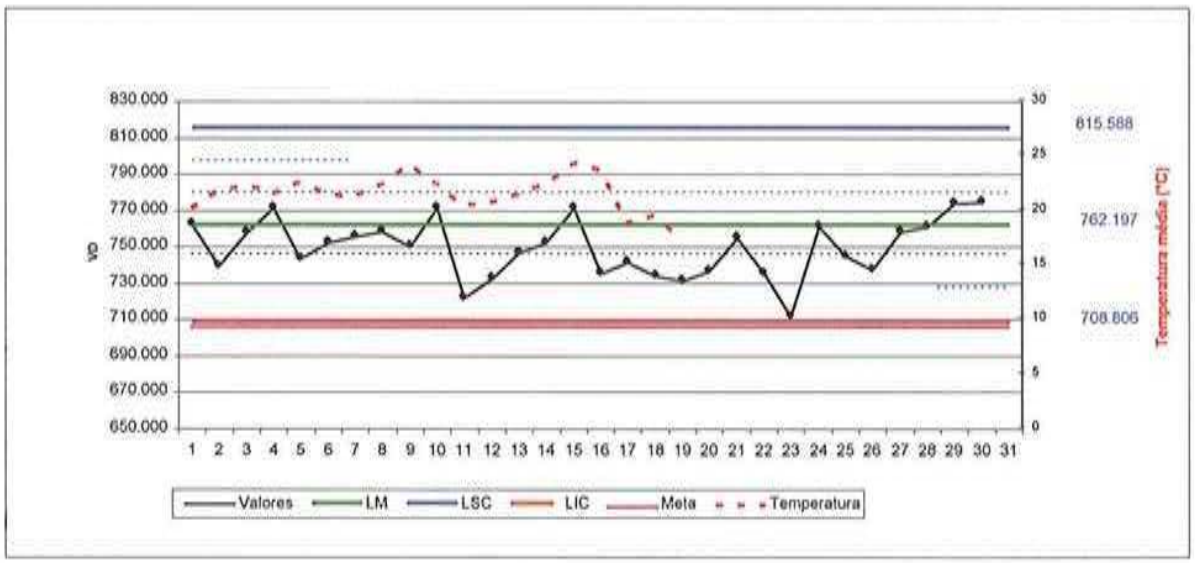
2009	2010	
média acumulado até a data (m³/dia)	média acumulado até a data (m³/dia)	evolução acumulada
833.682	871.369	4,00%

O processo tem controle estatístico por Setor de Abastecimento e Atendimento Comercial:

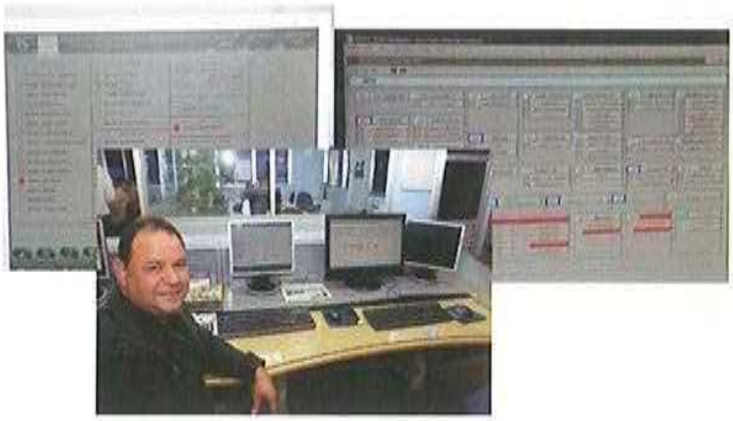
a) O volume disponível para o setor Freguesia do Ó – Novembro/08

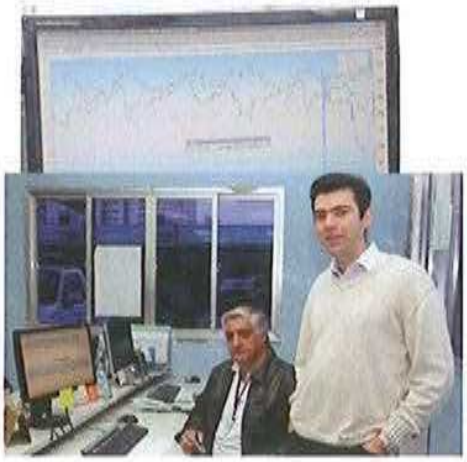


b) Volume distribuído para Unidade de Negócio Norte – Novembro/08



Na operação de água são supervisionados por telemetria: 23 reservatórios, 30 boosteres e 93 válvulas redutoras de pressão.





A Alta Administração da Unidade de Negócio Norte realiza reunião mensal para análise crítica do desempenho.



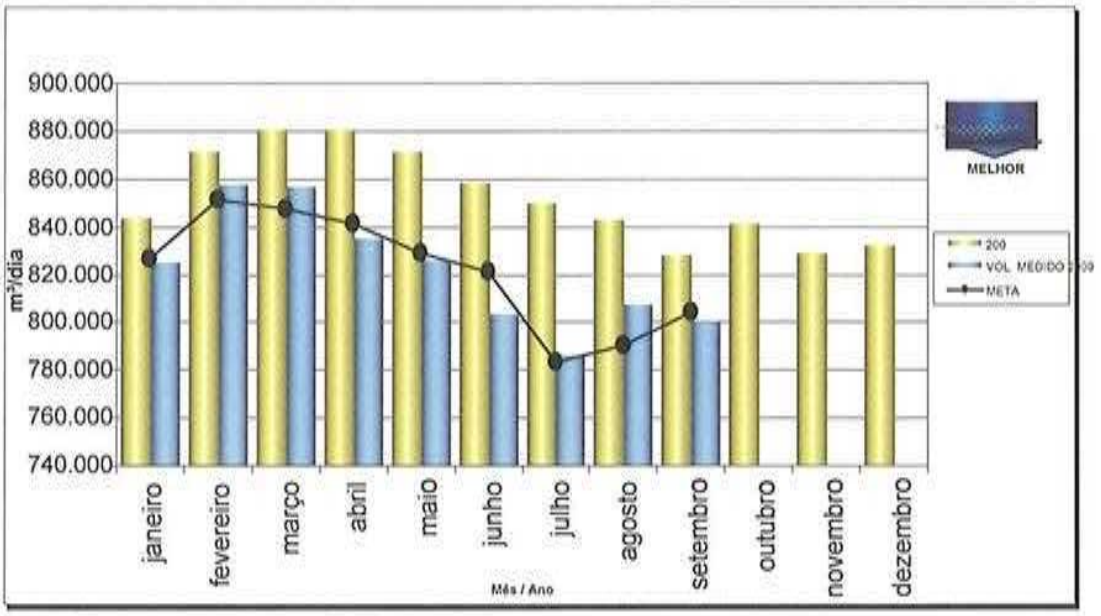






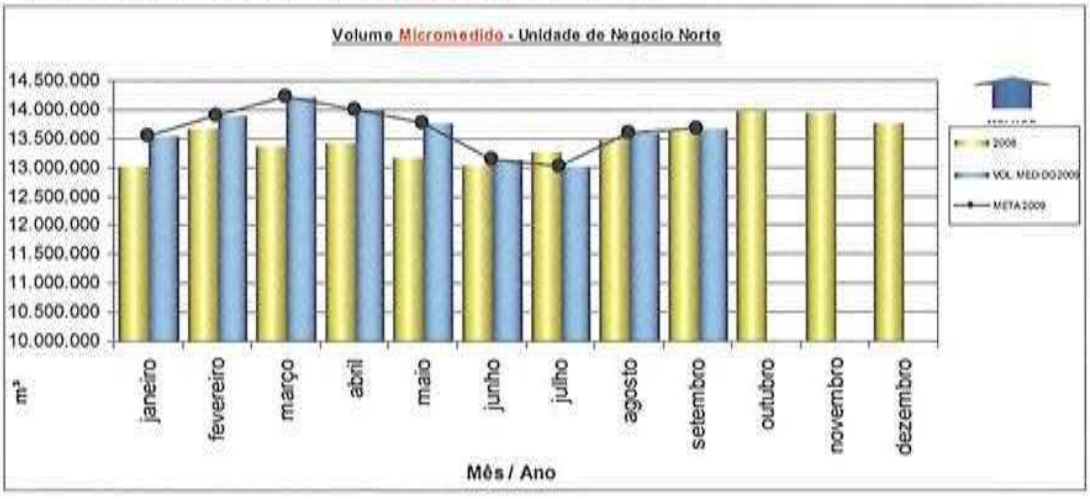
Nas reuniões são analisados os resultados, os cenários e a evolução das ações para tomada de decisões:

a) Redução do volume disponível para distribuição



MÊS	VOL. 2008	META 2009	VOL. MEDIDO 2009	DIFERENÇA MÊS VOL MEDIDO (2007 X 2008)		META	?	EVOLUÇÃO ACUMULADA
janeiro	843.711	826.879	824.998	(18.713)	-2,22%	-1,99%	☺	-2,22%
fevereiro	871.496	851.594	857.625	(13.871)	-1,59%	-2,28%	☹	-1,90%
março	881.024	847.699	856.582	(24.442)	-2,77%	-3,78%	☹	-2,20%
abril	881.021	841.552	834.993	(46.028)	-5,22%	-4,48%	☺	-2,96%
maio	871.379	829.008	825.879	(45.500)	-5,22%	-4,86%	☺	-3,42%
junho	858.493	820.958	803.214	(55.280)	-6,44%	-4,37%	☺	-3,91%
julho	849.774	783.629	786.593	(63.181)	-7,43%	-7,78%	☹	-4,41%
agosto	843.077	790.023	807.194	(35.883)	-4,26%	-6,29%	☹	-4,39%
setembro	828.046	804.073	800.617	(27.429)	-3,31%	-2,90%	☺	-4,27%
outubro	840.901							
novembro	828.714							
dezembro	831.673							

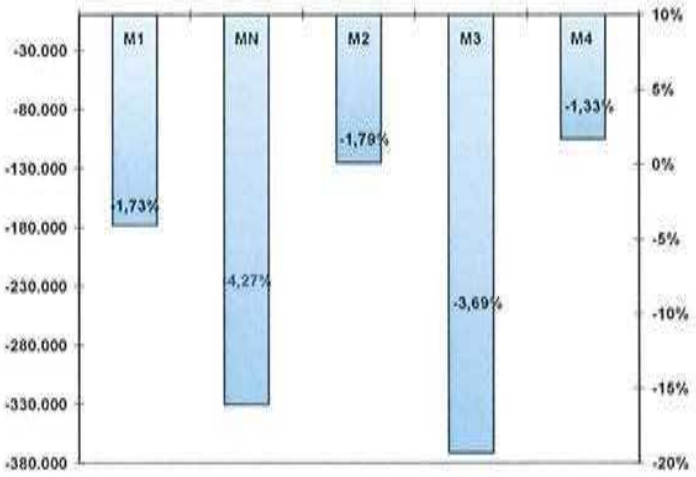
b) Aumento do volume utilizado por consumidores



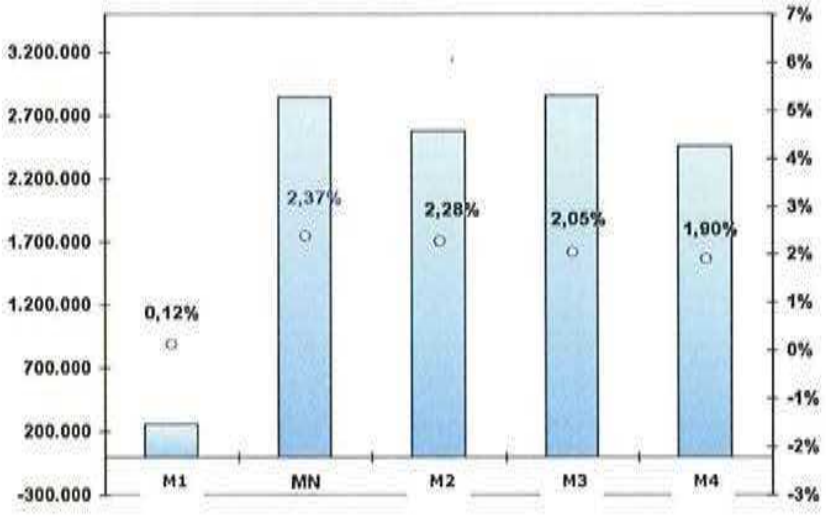
MÊS	VOL. 2008	META 2009	VOL. MEDIDO 2009	DIFERENÇA MÊS VOL MEDIDO (2008 X 2009)		META	?	EVOLUÇÃO ACUMULADA
janeiro	13.005.445	13.499.652	13.548.578	543.133	4,18%	3,80%	☺	4,18%
fevereiro	13.667.342	14.186.701	13.894.229	226.887	1,66%	3,80%	☹	2,89%
março	13.373.354	13.881.541	14.224.288	850.934	6,36%	3,80%	☺	4,05%
abril	13.422.612	13.932.671	14.002.822	580.210	4,32%	3,80%	☺	4,12%
maio	13.165.238	13.665.517	13.774.554	609.316	4,63%	3,80%	☺	4,22%
junho	13.033.700	13.528.981	13.149.907	116.207	0,89%	3,80%	☹	3,67%
julho	13.279.020	13.783.623	13.007.793	-271.227	-2,04%	3,80%	☹	2,86%
agosto	13.462.627	13.974.207	13.584.537	121.910	0,91%	3,80%	☹	2,61%
setembro	13.610.459	14.127.656	13.677.224	66.765	0,49%	3,80%	☹	2,37%
outubro	13.966.052							
novembro	13.950.485							
dezembro	13.781.157							

c) Desempenho em relação às outras Unidades de Negócio

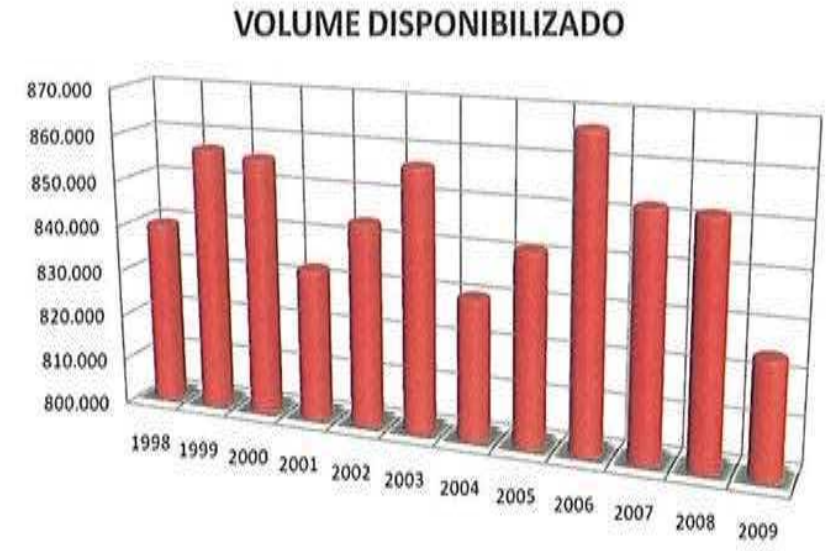
c1) Redução do volume disponibilizado anualizado



c2) Aumento do volume utilizado anualizado



d) Análise de séries históricas

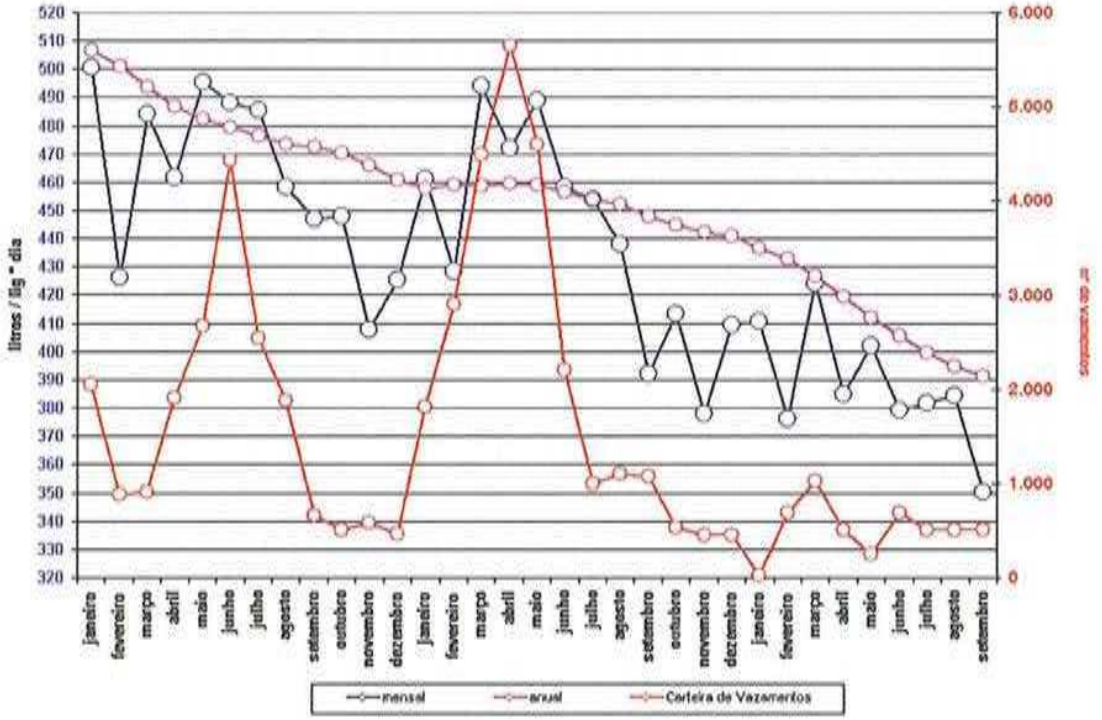




e) Ações realizadas

AÇÕES	2008	2009
Detecção de vazamentos não visíveis	8.023 Km	8.011 Km
Troca de ramais de água	11.742 un	25.569 un
Troca de hidrômetros	114.246 un	123.420 un

f) Indicadores de perdas



Em 2009 tomamos a decisão de ampliar a força de trabalho para detecção de vazamentos não visíveis, por meio do treinamento de colaboradores e realização de mutirões aos finais de semana.



Os resultados e decisões tomadas são comunicados a todas as partes interessadas.

Em setembro de 2009 divulgamos, no nosso boletim informativo eletrônico, "BOM DIA NORTE", os excelentes resultados em redução de volume disponibilizado para distribuição.

Neste caso foi utilizada uma linguagem mais "lúdica" para demonstrar a redução de 10.981.819 m³ em nove meses, que é equivalente a enfileirar caixas de água (1.000 litros) por 11 Km.



A Unidade de Negócio Norte atingiu os seguintes resultados em 2009:

- Redução do volume disponibilizado – 11.269.810 m³ (-3,33%)
- Aumento do volume utilizado – 4.269.386 m³ (+2,64%)
- Redução do volume de águas não faturadas – 15.539.196 m³ (-10%)
- Varredura para detecção de vazamentos não visíveis – 10.280 Km
- Troca de ramais de água – 35.763 un
- Consertos de redes e ramais – 43.497 un
- Troca de hidrômetros – 143.704 un
- Controle de rede de distribuição com VRP – 2.371 Km (46,4%)
- Redução anual de perdas de 57 l/ligação dia
- Índice de perdas anual – 384 l/ligação dia

O ano de 2009 foi muito gratificante:

1º. Pela primeira vez quebramos a barreira dos 400 litros perdidos por ligação dia.

2º. Nosso Sistema de Gestão foi reconhecido com o Prêmio Nacional da Qualidade em Saneamento – PNQS Nível III – Platina e com destaque no critério cliente pela Fundação nacional da Qualidade.

Referências:

Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo - SABESP

Gestão integrada de informação em Entidades Gestoras dos Serviços Públicos de Abastecimento de Águas e de Saneamento de Águas Residuais

Joaquim BELEZA ([1]); João FELICIANO ([2]); Rita ALMEIDA ([3]); João COELHO ([4]); Alice GANHÃO ([5])

RESUMO

A gestão da informação é uma problemática essencial na gestão das organizações. A crescente exigência em termos do nível de serviço, tanto pela evolução natural do Sector como pelos objectivos definidos pela Entidade Reguladora, elege o acesso à informação como um factor determinante e indispensável na gestão das organizações.

Desta forma, é fundamental a definição de estruturas de dados, bem como a organização, análise e disponibilização da informação técnica e de gestão dentro das Entidades Gestoras (EG), integrando os dados existentes de forma sistemática, possibilitando uma análise contínua dos processos e contribuindo, desta forma, para uma evolução nos sistemas e análises realizadas por diferentes tipos de utilizadores, entre as áreas operacional, técnica, comercial/gestão de clientes e financeira.

Com este artigo a AGS pretende partilhar a sua experiência na definição de sistemas de informação de suporte à gestão, os projectos relacionados e a perspectiva de análise integrada de informação, optimizando a informação existente, desenvolvendo indicadores de gestão robustos e fiáveis e possibilitando uma análise crítica sobre os dados e informação já existentes.

Palavras-chave: Sistemas de informação, análise integrada de dados, gestão eficiente, gestão da informação, *business intelligence*

[1] MSc. Engenharia Ambiente, coordenador de projecto da Direcção Comercial e de Engenharia de Apoio da AGS.
[2] Engenheiro Civil, MBA (EGP-UPBS), Director da Direcção Comercial e de Engenharia de Apoio da AGS
[3] Engenheira do Ambiente, coordenadora dos projectos da Direcção Comercial e de Engenharia de Apoio da AGS
[4] Engenheiro Geógrafo, engenheiro da Direcção Comercial e de Engenharia de Apoio da AGS.
[5] Engenheira Civil, coordenadora de projecto da Direcção Comercial e de Engenharia de Apoio da AGS

AGS, SintraCascais Escritórios, Rua da Tapada da Quinta de Cima, 2714-555 Sintra; ags@ags.pt; Tel. 219104563; Fax 219104016.

1. INTRODUÇÃO

O sector da água tem conhecido, em anos recentes, desenvolvimentos significativos ao nível das tecnologias de apoio à gestão operacional, como resultado da implementação de novos sistemas de informação nas várias áreas de actividade das Entidades Gestoras, promovidos pela evolução natural do sector e pelas tecnologias disponibilizadas no mercado, pela necessidade de fornecer dados a entidades externas (Entidade Reguladora dos Serviços de Água e Resíduos - ERSAR, Instituto da Água - INAG, entre outros) e pela, inevitável, necessidade de melhorar a capacidade de gestão, produzindo análises mais rigorosas a partir de um conjunto de dados mais estruturado e alargado.

Ainda assim, verifica-se que a adopção destas ferramentas está apenas generalizada nas EG's Portuguesas de maiores dimensões, com sistemas de informação com algum grau de personalização, que, embora possuam uma génese de alguma forma semelhante (as necessidades básicas são, naturalmente, idênticas e existe um número reduzido de fornecedores de soluções tecnológicas), apresentam em muitos casos especificações próprias, virtude das necessidades singulares de cada EG. Não existe, no entanto, um elevado grau de interligação entre os sistemas mais comuns, por se tratarem de sistemas, habitualmente, associados a diferentes áreas dentro das empresas, como sejam as áreas técnica (operação e exploração) e comercial (gestão de clientes e facturação). Para além da informação base, normalmente dispersa por vários sistemas de informação, não existe uma unidade integradora capaz de apresentar num mesmo local dados provenientes de várias origens, possibilitando análises de dados relevantes de forma esclarecedora, rápida e eficaz.

A AGS tem procurado implementar, junto das suas participadas, vários projectos de índole tecnológica na tentativa de uniformizar a informação existente entre as várias EG, promovendo uma "cultura de grupo" e uma homogeneização dos dados disponíveis, facilitando a troca de informação, a definição de indicadores e a análise dos dados. Este processo tem como resultado uma melhoria contínua dos dados disponíveis e assegura a utilização das várias ferramentas de forma concertada e consistente, sempre com a preocupação da eficácia do apoio de engenharia por parte da *Holding*. Para além disto, assegura que estão a ser criadas, e melhoradas, as condições de integração da informação, tanto ao nível interno das empresas como ao nível inter-empresarial.

Assim, de forma a garantir uma resposta adequada às necessidades de gestão e exploração da rede, tanto ao nível técnico como comercial e financeiro, definiu-se como essencial um investimento tecnológico a par da definição de uma estrutura interna responsável por gerir as soluções desenvolvidas, prestar apoio às EG's e formar os utilizadores locais, possibilitando a aquisição de informação relevante (como são exemplo os casos do SIG, a aplicação de Gestão de Ordens de Serviço de Avarias e o sistema SCADA) e a interligação

entre sistemas (como sejam as interfaces SIG-SCADA e SIG-sistema de clientes), criando procedimentos uniformes e estruturas idênticas entre as várias participadas AGS.

Como resultado da experiência adquirida na implementação destes projectos, nomeadamente o SIG, Gestão de Ordens de Serviço de Avarias e sistema SCADA, bem como as interfaces entre os diversos sistemas, incluindo a interface com o sistema de clientes, a AGS encontra-se a implementar um projecto que consiste no desenvolvimento de uma Plataforma Dinâmica, que possibilita a agregação de dados provenientes de vários destes Sistemas de Informação, garantindo uma análise integrada dos dados e a disponibilização da informação aos utilizadores das diferentes Entidades Gestoras, de forma continuadamente actualizada e simplificada, gerando proveitos claros na gestão da informação e no esforço dispendido na aquisição e análise dos dados.

Basicamente, trata-se de uma ferramenta de apoio à gestão, construída sobre dados estruturados e com indicadores claramente definidos, permitindo uma optimização de processos e uma gestão mais eficiente. Na figura 1 é representada a base de informação da plataforma em desenvolvimento.

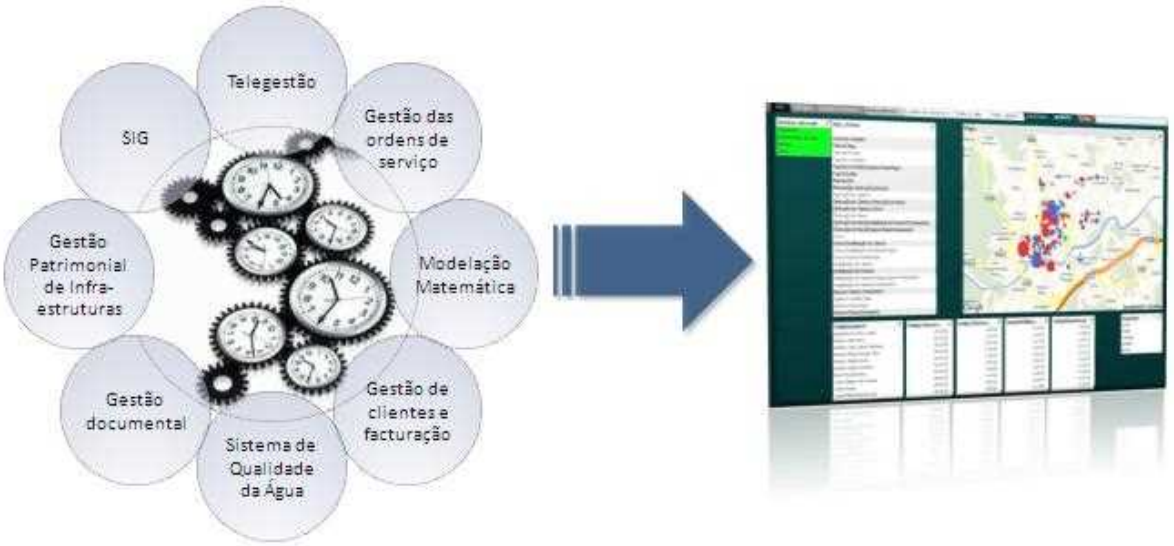


Figura 1 – Plataforma dinâmica de análise de informação.

Neste artigo a AGS visa identificar as principais preocupações associadas ao desenvolvimento destes projectos e as soluções encontradas de acordo com a sua experiência na implementação dos projectos em várias Entidades Gestoras.

2. SISTEMAS DE INFORMAÇÃO NA AGS

Existem vários sistemas de informação implementados nas concessionárias AGS, distribuídos entre os sectores Financeiro, Comercial e Técnico/Operacional, decorrentes das necessidades básicas de gestão das Entidades, havendo particular atenção sobre o sistema de gestão de clientes e facturação, por ser o sistema essencial nas EG, onde é armazenada e mantida toda a informação sobre os clientes, mas também sobre a informação económico-financeira e a gestão de stocks. De qualquer forma, também é dada relevância aos sistemas de informação técnica como o SIG e a Telegestão, por promoverem a recolha de dados essenciais sobre os equipamentos e infra-estruturas existentes e permitirem análises muito relevantes no apoio à gestão operacional.

De forma sumária, a informação mais relevante está repartida pelos sistemas representados na figura 2.

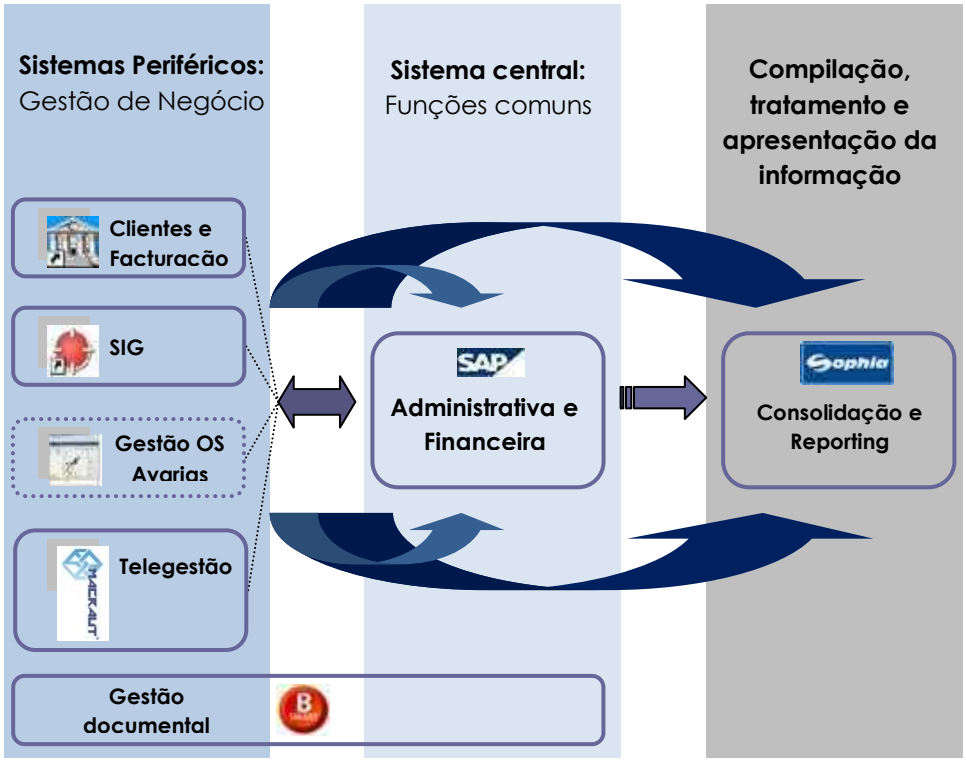


Figura 2 – Organização dos sistemas de informação actuais na AGS.

2.1 Sistema de gestão de clientes e facturação

Os sistemas de gestão de clientes e facturação são uma das ferramentas essenciais na gestão das concessionárias, armazenando uma elevada quantidade de dados que

permitem, entre outros, gerir a relação com os clientes, analisar históricos de consumos, contadores e compreender tendências de facturação. No entanto, estes sistemas são normalmente reservados, com capacidades limitadas ao nível da produção de relatórios e com pouca interoperabilidade com sistemas externos.

Sendo a base de qualquer EG, o processo de implementação e/ou aquisição deverá ser sempre acompanhado de perto pelos responsáveis pela gestão de clientes e facturação, devendo existir uma preocupação não só com a estrutura de dados do sistema mas também com a forma como a informação é disponibilizada.

Uma das maiores dificuldades na análise dos dados disponibilizados ao nível do sistema de facturação está relacionada com a origem dos dados, por existirem, em algumas bases de dados, possibilidades de obter informação semelhante de forma diversa, dada a repetição de informação ou a segmentação por diferentes tabelas, ou por haver desconhecimento da estrutura de dados. Para além disto, o facto das EG's não possuírem conhecimento detalhado sobre as bases de dados limita ainda o espectro de análise, permanecendo frequentemente uma elevada dependência dos fornecedores de software.

Dada a extrema importância dos dados que encerra, é essencial que o sistema de gestão de clientes e facturação permita diferentes tipos de análise e tenha uma evolução contínua, não só ao nível da parametrização de dados que o compõem (ainda que o modelo de dados deva estar consolidado), de forma a permitir integrar e produzir novos tipos de análise, mas ainda ao nível da disponibilização de dados. É ainda importante a inter-ligação com outros sistemas, tanto ao nível da análise de informação de gestão como informação técnica. Esta evolução deverá ser sempre suportada por uma caracterização das variáveis envolvidas no processo de análise, sendo essencial perceber os efeitos nos sistemas de informação que dele dependem.

2.2 SIG e sistema de gestão de ordens de serviço de avarias (AGOS)

A necessidade de promover a implementação de projectos tecnológicos, para além dos sistemas tradicionais (gestão de clientes, stocks, recursos humanos e controlo financeiro e contabilístico), esteve relacionada, numa primeira fase, com a necessidade de cadastrar os sistemas de abastecimento e drenagem de águas residuais e caracterizar as infra-estruturas existentes, bem como acompanhar os planos de investimento existentes nas Concessionárias. Desta forma, foi estruturado um projecto em torno do SIG, com vista à interligação entre bases de dados, pela possibilidade de utilizar o carácter geográfico das infra-estruturas e a localização dos clientes, como um ponto-chave na consulta de informação agregada, proveniente do sistema de clientes e do sistema SCADA, promovendo o cruzamento de dados com dois sistemas com informação essencial na gestão operacional dos sistemas.

Numa fase inicial, em conjunto com equipa de consultores, foi definido um modelo de dados base, as características essenciais ao nível da aplicação e interfaces/ferramentas de utilização bem como as principais actividades ao nível da implementação do projecto. Foi ainda constituída uma pequena equipa na AGS responsável pela coordenação e acompanhamento do projecto. Na figura 3 apresentam-se os "principais contribuintes" para as análises realizadas ao nível do SIG bem como as ferramentas beneficiadas com os processos automatizados (p.e. a modelação matemática e a análise de gestão e eficiência operacional - como sejam o balanço hídrico e a análise de caudais indevidos).



Figura 3 – Principais *inputs* e *outputs* relacionados com a análise de informação via SIG (a azul escuro encontram-se os objectivos atingidos a curto prazo e a azul claro os objectivos definidos a médio prazo).

Englobado neste projecto esteve ainda o desenvolvimento de uma aplicação de gestão de ordens de serviço de avarias, representada na figura 4, de forma a reunir e apresentar a informação das intervenções realizadas, permitindo assim:

- Caracterizar as infra-estruturas intervencionadas por tipo de avaria
- Obter os custos associados às intervenções

- Manter histórico, que permite validar e corrigir cadastro e assegurar um planeamento adequado em função do conhecimento adquirido da rede (seja ao nível da manutenção ou da gestão patrimonial de infra-estruturas)
- Analisar os dados e produzir indicadores com base em informação fidedigna



Figura 4 – Interface SIG/AGOS e relatórios da aplicação AGOS.

A implementação do SIG permitiu, numa primeira fase, de forma concertada:

- Realizar uma análise detalhada das infra-estruturas, definindo um suporte de cadastro válido, essencial na gestão operacional dos sistemas, com uma caracterização dos atributos relevantes (materiais, diâmetros, cotas, entre outros).
- Geo-referenciar as infra-estruturas essenciais (Reservatórios, válvulas redutoras de pressão, válvulas de seccionamento, bocas de incêndio, locais de abastecimento, caixas de visita, etc.) e desenhar as infra-estruturas não visíveis em função das posições dos elementos visíveis (condutas, colectores, ramais).
- Estabelecer Especificações Técnicas para a entrega de informação por parte de Empreiteiros, Fornecedores e utilizadores externos.
- Uniformizar a informação disponível e promover a utilização de análises espaciais.
- Garantir uma actualização contínua do cadastro.
- Geo-referenciar intervenções nos sistemas e manter histórico de avarias.

Com o desenvolvimento do projecto foram garantidos os pressupostos iniciais relativos ao desenvolvimento de interfaces externos:

- Ligação com o sistema de clientes, possibilitando a análise de clientes e consumos por zonas (facilitando, p.e., a exportação da informação para modelos hidráulicos).
- Ligação com o sistema SCADA, permitindo a análise de caudais por sistemas de abastecimento.
- Ligação com o sistema de ordens de serviço de avarias, permitindo localizar as intervenções, conhecer as infra-estruturas afectadas e os custos envolvidos.

- Interface Balanço Hídrico, que agrega informação das três interfaces já mencionadas (sistema de clientes, sistema SCADA e sistema de ordens de serviço de avarias), produzindo um relatório para a área designada.
- Interface Caudais Indevidos, produzindo análises integradas da informação do sistema de clientes e sistema SCADA por área de estudo.

2.3 Telegestão

A implementação da ferramenta de Telegestão decorreu em paralelo ao projecto de implementação do SIG e permitiu obter informação operacional em tempo real, assegurando uma maior eficiência ao nível do serviço prestado, dos recursos humanos, materiais e energia e possibilitando a análise estatística de um conjunto alargado de dados ao longo do tempo, como sejam os tempos de utilização dos equipamentos, os estados de funcionamento e fiabilidade e a caracterização de padrões de consumo.

O projecto envolveu várias fases:

- Levantamento e caracterização dos equipamentos
- Definição de um projecto de implementação detalhado
- Estudo da localização das estações de recolha e envio de dados
- Fase de testes e ensaios, durante a qual foi garantida formação avançada aos utilizadores.

Uma das maiores preocupações com a Telegestão deve estar relacionada com a capacidade de gerir os dados produzidos e definir, com o melhor grau possível, o detalhe necessário ao nível dos dados, inclusive em termos de tempos de recolha, de forma a garantir que são mantidos todos os dados necessários para análise, sem que haja a pretensão de guardar todos os dados possíveis, o que tornará a aplicação muito pesada e complexa sem trazer quaisquer vantagens.

É ainda essencial a capacidade de gerar relatórios (caudais mínimos e máximos, caudais instantâneos e médios, alarmes) e permitir o acesso de aplicações externas para análises mais completas ou que se relacionem com outro tipo de informação (p.e. a localização das infra-estruturas e as características dos clientes por área de abastecimento ou zona de drenagem). Na figura 5 é apresentado o ecrã com a informação de um reservatório.



Figura 5 – Imagem da telegestão, com dados disponíveis para um reservatório.

A implementação do projecto de Telegestão possibilitou, num curto espaço de tempo, a redução dos tempos de localização e intervenção de rupturas, melhorias ao nível do controlo operacional e uma gestão mais eficiente dos equipamentos.

3. PLATAFORMA DINÂMICA DE INFORMAÇÃO

As primeiras carências ao nível da informação são resolvidas com a disponibilização dos dados, que, normalmente, são analisados individualmente, sem haver cruzamento entre sistemas e/ou sectores da EG. Quando se começam a analisar os dados de forma conjunta, sendo estes provenientes de diferentes sistemas de informação e/ou diferentes áreas ou sectores da EG, podem existir diferenças nos resultados obtidos, já que as fontes podem ser distintas ou a fórmula de cálculo pode ter sido utilizada de forma diferenciada.

Depois da implementação dos sistemas de informação mencionados anteriormente, estabelecendo uma base robusta e significativa de dados, tornou-se essencial obter uma capacidade de análise integrada, produzindo um conjunto de informação fidedigna capaz de responder às necessidades de gestão e planeamento.

Uma plataforma que agregue os dados e promova esta análise de forma integrada possibilita a definição de uma base de informação muito importante ao nível da gestão, sobretudo quando permite, de forma expedita, comparar dados de diferentes origens sem existirem plataformas intermédias, fornecendo ao utilizador a capacidade de limitar as suas análises e definir concretamente todos os parâmetros e variáveis, minimizando os problemas ao nível do tratamento dos dados e no acesso aos dados de histórico.

Neste sentido, a AGS implementou um projecto com vista ao desenvolvimento de uma "Plataforma dinâmica", ferramenta que permite conjugar dados com origens em diferentes sistemas de informação. O projecto foi implementado com base numa ferramenta de *Business Intelligence* disponível no mercado e com uma parametrização realizada internamente, dado o conhecimento do negócio e dos sistemas de informação envolvidos. Na figura 6 está representada a base de informação que contribui para o conjunto de análises realizadas ao nível da aplicação desenvolvida.

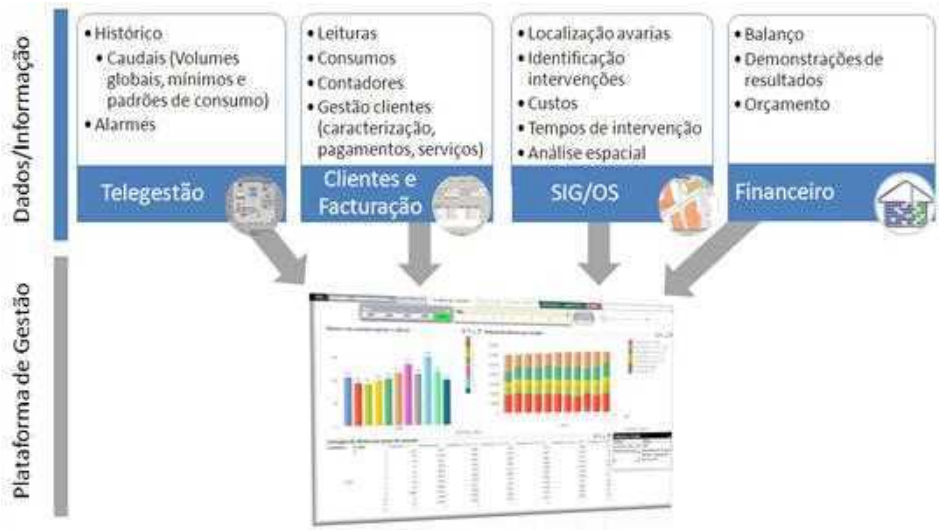


Figura 6 – Informação em análise na primeira fase de implementação do projecto "Plataforma Dinâmica".

Os dados recolhidos dos vários sistemas de informação são fundamentais numa gestão eficiente dos sistemas em exploração, sendo que uma vez disponíveis é inevitável definir um conjunto de indicadores capazes de avaliar de forma sucinta e eficaz o funcionamento da EG e dos sistemas em exploração em causa. Além disto, a capacidade de agregar todos os dados numa única plataforma, disponível aos diferentes utilizadores, permite realizar de forma contínua uma análise de qualidade e controlo dos dados disponíveis, bem como uma observação assídua dos dados e indicadores produzidos. Nas figuras 7 e 8 apresentam-se dados relacionados com o sistema de clientes, servindo como resumo da actividade em determinado mês ou período de tempo.

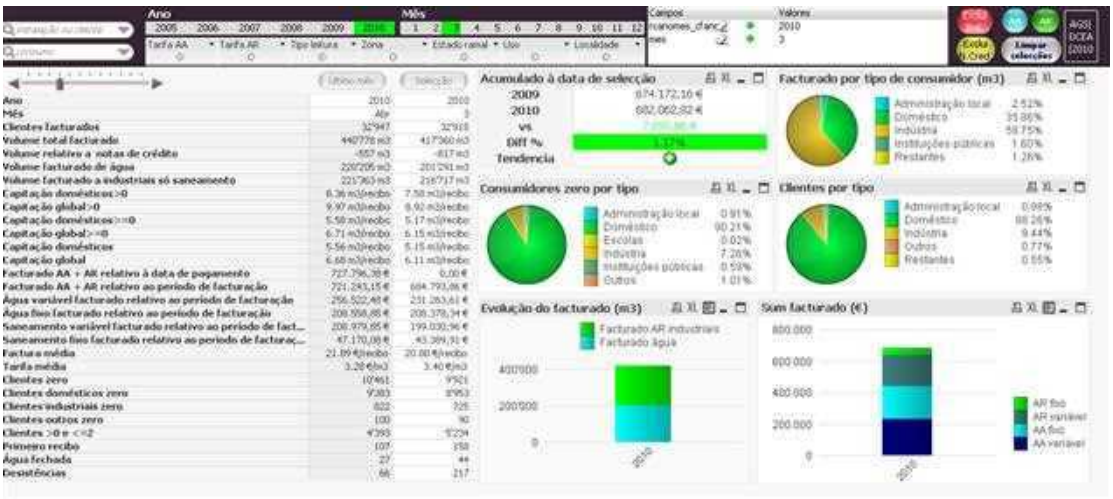


Figura 7 – Informação do separador Clientes

O desenvolvimento deste projecto deve considerar várias fases, entre as quais:

- Análise aprofundada dos sistemas de informação existentes, incluindo os modelos de dados, procurando definir com clareza um dicionário de dados que possibilite a qualquer utilizador conhecer a origem da informação
- Recolher a informação produzida ao nível das EG's, de forma a caracterizar os dados necessários e definir com rigor os resultados previstos
- Estruturar a solução e a arquitectura de funcionamento, representando as possíveis ligações entre sistemas e o cruzamento de informação
- Definir a informação a apresentar, estabelecendo os parâmetros e variáveis sobre os quais serão realizadas as análises e possibilitando "transparência" ao utilizador sobre qual a origem dos dados e o seu significado
- Estabelecer um conjunto de indicadores fixo, para que exista um acompanhamento em contínuo da informação essencial, sendo que estes indicadores devem incorporar os indicadores próprios da EG, utilizados ao nível da gestão económico-financeira, bem como os indicadores da ERSAR

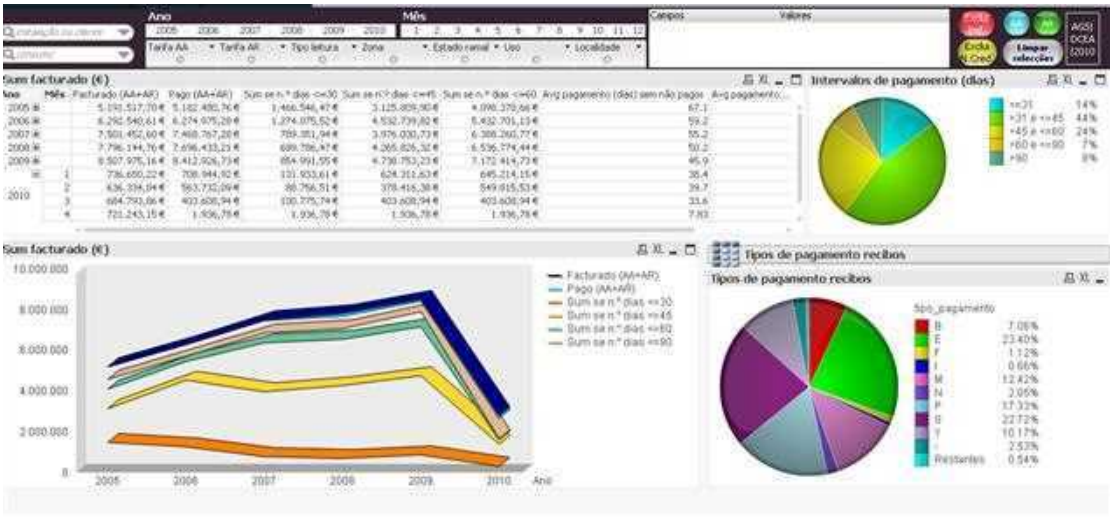


Figura 8 – Informação do separador de análise de facturação de recibos

Numa fase inicial é essencial definir uma estrutura base dos dados a relacionar e o conjunto de indicadores a avaliar, para que os gestores obtenham toda a informação necessária de forma simples e com confiança nos dados que estão a analisar. É ainda importante procurar reproduzir os relatórios normalmente realizados na EG e produzir as análises necessárias de informação para fornecer a entidades externas (como sejam a ERSAR e o Município), nas figuras 9 e 10 apresentam-se alguns exemplos da informação disponibilizada.

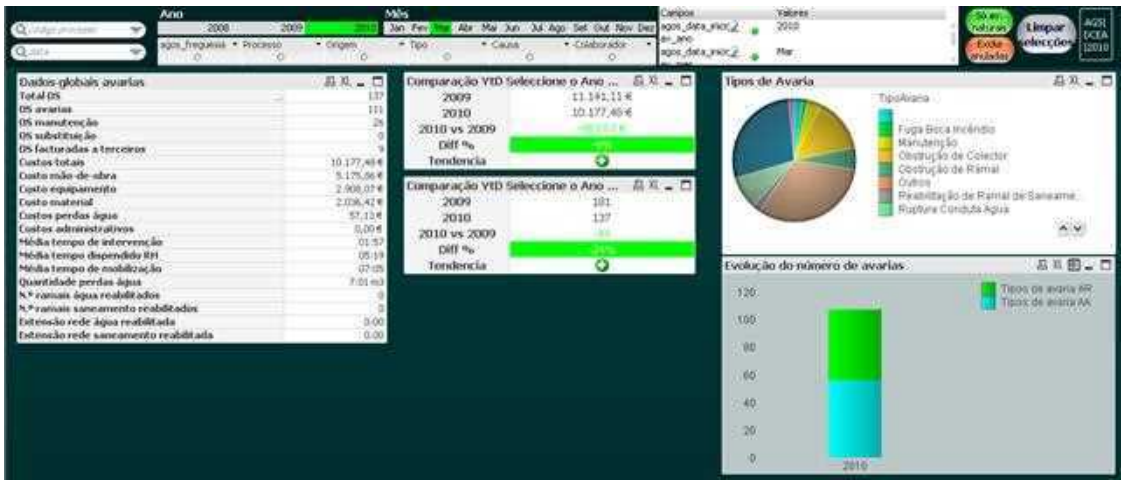


Figura 9 – Informação do separador de análise de ordens de serviço de avarias

A ferramenta implementada possibilita uma análise dinâmica e em tempo real, produzindo relatórios de gestão de forma automatizada, concentrando os dados num servidor único,

tornando as análises mais precisas e permanentemente disponíveis para os utilizadores especificados. Para além disto permite ainda parametrizar novas análises ou relatórios em função das necessidades dos utilizadores.

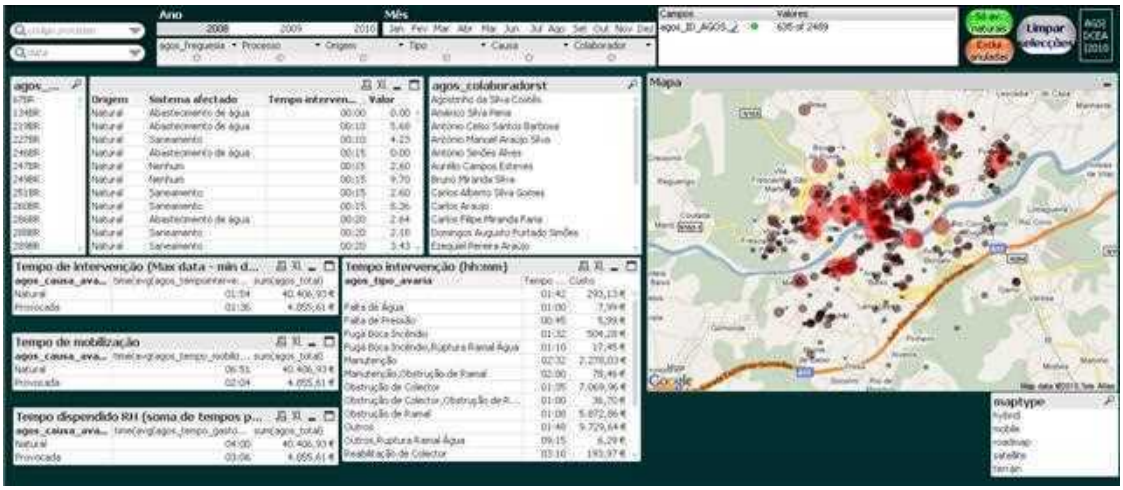


Figura 10 – Informação do separador de localização, custos e tempos de intervenção nas avarias

Este processo permite, de forma controlada, conhecer em profundidade os dados disponíveis na EG bem como as fragilidades existentes ao nível de informação, não só facultando a sua correcção e evolução, como também possibilitando a definição de uma ferramenta que analise um conjunto de variáveis normalmente dispersas pelos diferentes sectores, onde há uma clara dificuldade em conhecer o rigor da informação.

Desta forma é possível a exploração, análise, apoio à decisão e disseminação de informação da actividade das EG's, de forma homogénea, concentrando a informação proveniente de vários canais num único local capaz de dar respostas inequívocas, de acordo com a necessidade das equipas responsáveis pela gestão. No entanto, a necessidade de dispor de uma ferramenta de *Business Intelligence* só deverá ser promovida quando o estado de maturidade das aplicações existentes for significativo.

4. **RESULTADOS**

O trabalho desenvolvido ao nível da implementação da "Plataforma dinâmica" permitiu obter resultados claros na análise e gestão da informação disponível em vários sistemas de informação na empresa, conforme descrito, promovendo uma análise detalhada e eficiente dos dados disponíveis e, sobretudo, garantindo uma plataforma centralizada de informação, minimizando a redundância e os erros de processo, tanto ao nível da extracção como no tratamento dos dados base.

A implementação de um projecto deste tipo obriga a uma revisão dos dados disponíveis nos vários sistemas de informação, sendo fundamental trabalhar com sistemas sobre os quais exista informação de histórico consolidada e que já estejam num estado de utilização avançada ao nível das EG's, de forma a tirar maior partido da informação disponibilizada.

O projecto "Plataforma dinâmica" permitiu melhorar consideravelmente o conhecimento sobre a informação existente nas diferentes bases de dados e consolidar as análises realizadas, promovendo a uniformização da informação base e dos relatórios realizados pelas EG's AGS. Para além disto, possibilitou concretizar a interligação de vários sistemas de informação numa plataforma única, sem ser necessário haver qualquer intervenção manual intermédia, assegurando que, de forma contínua, é possível obter dados de qualquer sistema de forma fidedigna, de acordo com a parametrização definida, sem haver erros associados ao tratamento de dados ou perda de informação.

Como principais resultados do projecto "Plataforma dinâmica" podem referir-se:

- Capacidade de análise de dados de diversas fontes numa base única e uniforme
- Conhecimento das bases de dados e da estrutura das soluções, possibilitando a definição de dicionários de dados
- Análises dinâmicas e em tempo-real da informação: possibilidade de analisar dados, de cada um dos sistemas de informação *per si* ou de vários sistemas simultaneamente, num período alargado de tempo, comparando dados de períodos homólogos e/ou estabelecendo comparações com base em qualquer variável ou parâmetro disponível nas bases de dados utilizadas
- Definição de um conjunto de informação estruturada e clara para qualquer utilizador
- Homogeneização nas análises realizadas e definição de indicadores robustos e fidedignos
- Controlo da qualidade dos dados base

Em suma, a implementação deste projecto assegurou uma ferramenta de análise fundamental para qualquer EG, possibilitando, no caso das EG's da AGS, agregar um conjunto de informação prioritária que se encontra dispersa por vários sistemas de informação, entre informação de natureza técnica e financeira.

5. CONCLUSÃO

O investimento realizado nos diferentes sistemas de informação revela-se como uma mais-valia incontornável na gestão equilibrada das EG's e, logo, como uma mais-valia essencial para a *Holding*. O caminho definido pela AGS levou à implementação de vários sistemas de informação, numa perspectiva de investimento/benefício definida a curto/médio prazo, tendo

tornado possível dotar as concessionárias com ferramentas de análise técnica e de gestão essenciais para:

- Melhorar a capacidade de intervenção, a gestão e o planeamento operacional
- Analisar e avaliar correctamente as EG's a nível económico-financeiro
- Diminuir o tempo de obtenção de dados e indicadores, tornando o processo transparente

A forma como foram estruturados os projectos possibilitou ainda um conhecimento profundo da realidade das EG's e dos dados existentes ao nível dos sistemas de informação, permitindo um amadurecimento da informação existente e uma evolução contínua dos sistemas, culminando na implementação de um projecto que possibilita, de forma rigorosa, avaliar todas as variáveis essenciais na análise das EG's.

A AGS prevê a continuação do projecto, possibilitando um alargamento da informação disponível na 'Plataforma dinâmica' e melhorando a informação já disponível em função das necessidades dos utilizadores e da *Holding*, numa tentativa de minorar, cada vez mais, o tempo dispendido na elaboração de relatórios e melhorar a disponibilização de dados a nível interno e/ou externo. Desta forma será ainda possível manter um processo de melhoria contínua da qualidade dos dados disponíveis nos sistemas de informação actuais, proporcionando ao utilizador melhor informação e mais tempo para análise. Refira-se que a opção em dotar as EG's com este tipo de ferramenta "integradora" possibilitou ainda, aumentar o potencial de análise e/ou suprir algumas deficiências dos sistemas de informação base.

GESTÃO INTEGRADA DE RESÍDUOS SÓLIDOS: PERSPECTIVAS PARA UM NOVO MODELO NO BRASIL

WELLINGTON CYRO DE ALMEIDA LEITE[1]; PAULO SÉRGIO SCALIZE[2]; MARCUS CESAR AVEZUM ALVES DE CASTRO[3]; VALDIR SCHALCH[4] ÉRICA PUGLIESI[5]

RESUMO

No Brasil, a titularidade dos serviços que envolvem os resíduos sólidos domiciliares é dos municípios que, com poucas exceções, não dispõem de políticas consistentes e nem de recursos suficientes para o gerenciamento correto desses resíduos, fato que vem propiciando a ocorrência de consideráveis impactos ambientais de difíceis soluções. Em suma, o país ainda carece de um modelo de gestão integrada para os resíduos sólidos que envolva os três níveis de governos (municipal, estadual e federal), enfatizando, principalmente as diretrizes estratégicas, os arranjos institucionais, os aspectos legais, os mecanismos de financiamento e os instrumentos facilitadores para o controle social. Recentemente, no Brasil, em 02/08/2010, após quase 20 anos de espera, foi sancionada, pelo presidente da república a nova Política Nacional de Resíduos Sólidos (Lei n^0 12.305), que deverá ser regulamentada até o final deste ano de 2010. A nova Lei, como formulada, será o marco regulatório no setor de resíduos sólidos no Brasil. Portanto, pretende-se neste trabalho discutir, à luz desta nova legislação, as oportunidades, para a consolidação de um modelo de gestão no Brasil capaz de suprir as distorções no setor, envolvendo institucionalmente seus diversos atores, para a gestão compartilhada dos resíduos, em prol do desenvolvimento sustentável.

palavras-chave: gestão de resíduos sólidos; gerenciamento integrado de resíduos sólidos; política brasileira de resíduos sólidos; saneamento básico.

[1] Engenheiro Civil, doutor em Engenharia Civil – Hidráulica e Saneamento pela EESC-USP, Professor Doutor na área de saneamento básico e ambiental da Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá da Universidade Estadual Paulista – UNESP. Endereço Av. Ariberto Pereira da Cunha, 333 – Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá – UNESP, Departamento de Engenharia Civil, CEP: 12516-410, Email: wcyro@feg.unesp.br.

[2] Engenheiro Civil, doutor em Engenharia Civil – Hidráulica e Saneamento pela EESC-USP, Professor Adjunto do curso de Engenharia Ambiental da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás – UFG, Email: pscalize@ig.com.br

[3] Engenheiro Mecânico, Doutor em Engenharia Civil – Hidráulica e Saneamento pela EESC-USP, Professor Doutor do Departamento de Geologia Aplicada da Universidade Estadual Paulista – UNESP, Email: mccastro@rc.unesp.br

[4] Engenheiro Químico, Doutor em Engenharia Civil – Hidráulica e Saneamento pela EESC-USP, Professor Associado do Departamento de Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo – USP, vschalch@sc.usp.br

[5] Bioquímica pela Universidade Estadual Paulista – UNESP, Doutoranda em Ciências da Engenharia Ambiental EESC-USP, Email: epugliesi@gmail.com

1 INTRODUÇÃO

O Brasil tem a maior população e extensão territorial da América Latina. Sua economia encontra-se em franca evolução, passando, principalmente nos últimos quarenta anos, de uma fase essencialmente agrícola e fornecedora de matérias-primas, para uma fase de industrialização diversificada. Esse incremento na economia intensificou-se sobremaneira nos últimos dez anos e atualmente o Brasil ocupa a oitava posição entre as maiores economia do planeta. Evidentemente, que este crescimento econômico, embora bem-vindo, em múltiplos aspectos ainda não se fez acompanhar de um planejamento adequado capaz de amenizar a gritante desigualdade social, equacionar os problemas relativos à habitação, transporte, saúde e educação, passando pelos problemas ambientais no meio urbano, principalmente os relacionados aos recursos hídricos e a gestão dos resíduos sólidos, que será o tema central deste trabalho.

Segundo Leite (1997), na maioria dos municípios brasileiros, a ausência de modelos de gestão e de práticas adequadas para o gerenciamento dos resíduos sólidos dá lugar a uma variedade de "soluções" que, ainda nos dias atuais, parece ser o grande complicador no processo decisório das administrações públicas e do setor privado. No Brasil, a titularidade dos serviços que envolvem os resíduos sólidos domiciliares é dos municípios que, com poucas exceções, não dispõem de políticas consistentes e nem de recursos suficientes para o gerenciamento correto desses resíduos, o que acaba contribuindo para a ocorrência de sobreposição de poderes no setor, propiciando consideráveis impactos ambientais de difíceis soluções, além da pulverização de recursos públicos. Em suma, o país ainda carece de um modelo de gestão integrada para os resíduos sólidos que envolva os três níveis de governos (municipal, estadual e federal), enfatizando principalmente as diretrizes estratégicas, os arranjos institucionais, os aspectos legais, os mecanismos de financiamento, contemplando ainda, instrumentos facilitadores para o controle social nas políticas públicas entre elas àquelas relacionadas aos resíduos sólidos.

A principal condição para a formulação e implantação deste modelo de gestão, no país começou a ser delineada no dia 07 de julho de 2010, quando, após quase 20 anos de espera, foi aprovado, no Congresso Nacional Brasileiro, o Projeto de Lei. PL N^0 203/91 que institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos que foi sancionada pelo presidente da república como Lei n^0 12.305, em 02 de agosto d 2010 e, ao que tudo indica, deverá ser regulamentada até 31 de dezembro de 2010.

A nova Lei, como formulada, será o marco regulatório no setor de resíduos sólidos no Brasil, integrando a Política Nacional do Meio Ambiente, articulando-se com a Lei Federal de Saneamento Básico (Lei N^0 11.445/07), com desdobramentos nas Leis Federal de Consórcios Públicos (Lei N° 11.107/05); de Parceria Público-Privada (Lei N^0 11.079/04); do Estatuto da Cidade (Lei N^0 10.257/01), e da Lei de Educação Ambiental (Lei N^0 9795/99), entre outras afins.

Também se aplica aos resíduos sólidos nas normas estabelecidas pelos órgãos do Sistema Nacional do Meio Ambiente (SISNAMA), do Sistema Nacional de Vigilância Sanitária (SNVS), do Sistema Unificado de Atenção à Sanidade Agropecuária (SUASA) e do Sistema

Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial (SINMETRO).
A nova Lei institui os princípios da gestão compartilhada dos resíduos sólidos, estabelece a obrigatoriedade da apresentação de planos plurianuais por parte dos entes federados, institui o sistema da logística reversa e prioriza financiamentos para os municípios que se articulam em consórcios para resolverem problemas comuns na área de resíduos sólidos.

2 SÍNTESE DOS RESÍDUOS SÓLIDOS NO BRASIL

A seguir, são apresentados alguns dados gerais do Brasil e os números relacionados aos resíduos sólidos, gerados nas regiões Norte, Nordeste, Centro-Oeste, Sudeste e Sul.



Fonte: Abrelpe, 2010

Tabela 1. Dados sobre o Brasil

Área	8.511.985 Km^2
População total (urbana + rural)	184.000.000 hab.
Crescimento Demográfico	1,28 % ao ano
Estados	26 + DF
Municípios	5.565 municípios

Fonte: IBGE, 2007

Tabela 2. Produção diária de resíduos sólidos urbanos (RSU) no Brasil

Região	População urbana (hab)	RSU gerado (ton/dia)	Índice (kg/habitante/dia)
Norte	11.482.246	12.072	1,051
Nordeste	38.024.507	47.665	1,254
Centro-oeste	11.976.679	13.907	1,161
Sudeste	74.325.454	89.460	1,204
Sul	22.848.997	19.624	0,859
Total	**158.657.883**	**182.728**	**1,152**

Fonte: Abrelpe, 2010

Tabela 3. Quantidade coletada de Resíduos de construção e Demolição (RCD) no Brasil

Região	População urbana (hab)	RCD coletado (ton/dia)	Índice (kg/habitante/dia)
Norte	11.482.246	3.405	0,297
Nordeste	38.024.507	15.663	0,412
Centro-oeste	11.976.679	10.997	0,918
Sudeste	74.325.454	46.990	0,632
Sul	22.848.997	14.389	0,630
Total	**158.657.883**	**91.444**	**0,576**

Fonte: Abrelpe, 2010

Tabela 4. Quantidade coletada de Resíduos de Serviços de Saúde (RSS) no Brasil

Região	População urbana (hab)	RSS coletado (ton/ano)
Norte	11.482.246	8,0
Nordeste	38.024.507	31,7
Centro-oeste	11.976.679	17,8
Sudeste	74.325.454	152,8
Sul	22.848.997	11,0
Total	**158.657.883**	**221,3**

Fonte: Abrelpe, 2010

3 INSTRUMENTOS LEGAIS

No Brasil, embora os municípios tenham autonomia político-administrativa, devem, antes de agirem, observar os princípios e normas constitucionais e a legislação federal, estadual e municipal vigentes. Portanto, os projetos e programas que envolvem a gestão e o gerenciamento dos resíduos sólidos devem estar adequados às normas e às leis.

Face aos incontáveis parâmetros que devem ser observados para a elaboração de modelos de gestão de resíduos e a implementação de programas para o seu gerenciamento, a ausência de um marco regulatório para o setor tem contribuído de forma negativa para a

raridade de textos legais que tratam dos aspectos envolvidos sobre o tema. Por outro lado, a questão torna-se mais polêmica quando se trata de disciplinar o tratamento e a disposição final dos resíduos, uma vez que a competência do Estado e do governo federal pode, freqüentemente, prevalecer sobre a do município.

Ao contrário de outros temas ligados à questão ambiental (como, por exemplo, os recursos hídricos), os resíduos sólidos ainda não estavam contemplados por uma disciplina normativa temática, o que tem gerado conflitos, principalmente nos campos de seu tratamento e de sua disposição final, colaborando para isso, entre outros, os seguintes motivos:

- os municípios, principalmente os de médios e pequenos portes não possuem, na sua maioria, sistemas de tratamento e disposição final de resíduos adequados e com isso tornam-se poluidores e, não raramente, ao tentarem contornar o problema em seu território, têm encontrado resistências do Estado e/ou do governo federal, no tocante ao licenciamento ambiental (conflito intergovernamental vertical);
- os municípios vizinhos têm dificuldades para encontrar locais adequados para a correta disposição de seus resíduos, gerando problemas entre geradores e receptores (conflito intergovernamental horizontal);
- a forma do consórcio intermunicipal para tratar as questões dos resíduos, embora seja a tendência natural, somente após a aprovação das Leis Federais de Parceria Público-Privada n^0 11.079 em 2004 e de Consórcios Públicos, n^0 11.107, em 2005, é que vem sendo possível, embora de forma tímida, consolidar essa forma de gestão compartilhada pois antes, era vetada a aplicação de recursos orçamentários de um município em outros municípios (conflito político).

Desta forma, o país vem há tempos ressentindo da ausência de uma Política Nacional de Resíduos Sólidos consolidada, abrangendo os diferentes aspectos que a questão dos resíduos sólidos envolve.

Ainda contribui negativamente para o equacionamento do problema, o fato de que poucos municípios brasileiros dispõem de textos legais sobre o assunto de forma a atender seus interesses específicos, enquanto outros, principalmente os municípios de pequenos portes nem mesmo se posicionam sobre o tema, o que tem tornado impraticável uma solução conjunta ou em escala. Até recentemente, os poucos textos legais utilizados eram portarias e instruções baixadas pelo poder executivo, quase sempre inaplicáveis devido à falta de instrumentos adequados ou de recursos que viabilizassem sua implementação.

Neste contexto a nova Política Nacional de Resíduos Sólidos dota o país de um aperfeiçoamento institucional valioso consagrando as tendências atuais da gestão e do gerenciamento racional dos resíduos sólidos, com destaque especial para o princípio da responsabilidade compartilhada, envolvendo todos os setores da sociedade, em especial a iniciativa privada, que deverá, conforme previsto em lei, adotar a prática da logística reversa e proceder a análise do ciclo de vida de seus produtos, desde a extração dos insumos para gerar os artefatos, passando pelo consumo, reutilização, reciclagem, tratamento e disposição, com o devido controle social. Portanto, cabe aqui destacar alguns textos legais que contribuíram, nos últimos dez anos para o aperfeiçoamento da nova Política Nacional dos Resíduos Sólidos.

3.1 Lei de Parceria Público-Privada n^0 11079/04

Esta lei estabelece as normas gerais para licitação e contratação de parcerias público-privadas no âmbito da União, estados, distrito federal e municípios. Para tanto, os contratos poderão ser firmados nas modalidades patrocinadas ou administrativas, ou seja, na modalidade patrocinada a concessão dos serviços públicos ou de obras públicas envolve, adicionalmente à tarifa cobrada dos usuários, a contraprestação pecuniária do parceiro público ao parceiro privado. Já, na concessão administrativa o setor público é o usuário direto ou indiretamente, ainda que envolva execução de obra ou fornecimento e instalação de bem.

Nas parcerias público-privadas são observadas as seguintes diretrizes:

- eficiência no cumprimento das missões do estado e no emprego de recursos da sociedade;
- respeito aos interesses e direitos dos destinatários dos serviços e dos entes privados encarregados pela execução dos serviços;
- indelegabilidade das funções de regulação, jurisdicional, do exercício do poder de polícia e de outras atividades exclusivas do estado;
- responsabilidade fiscal na celebração e execução das parcerias;
- repartição objetiva dos riscos entre as partes;
- sustentabilidade financeira e vantagens socioeconômicas dos projetos de parceria.

Por outro lado é vedada a celebração de contratos de parceria público-privada:

- cujo valor seja inferior a R$ 20 milhões de reais (1 U$ = R$ 1,7537 e 1 € = R$ 2,3194, no dia 09/08/2010);
- cujo período de prestação de serviços seja inferior a 5 anos;
- cujo objetivo único seja o fornecimento de mão-de-obra, e instalação de equipamento ou a execução de obra pública.

Como exemplo de parceria público-privada, relacionada aos resíduos sólidos, pode-se citar o município de São Carlos-SP, que atualmente conta com aproximadamente 220.000 habitantes gerando em média 150 toneladas de resíduos domiciliares diariamente.

No ano de 2009 lançou edital (concorrência pública) para a celebração de parceria público-privada, na modalidade administrativa.

O contrato, inicialmente está previsto para vigorar por 20 anos, sendo prevista sua prorrogação. Durante este período a vencedora do certame licitatório terá que desembolsar R$ 180 milhões de reais, incluindo os custos decorrentes da desapropriação do terreno onde será implantado, por conta do ente privado um novo aterro sanitário, uma central de triagem para coleta seletiva dos resíduos sólidos, além, de se responsabilizar pelo tratamento dos líquidos percolados do aterro.

No contrato não está atrelada a quantidade de resíduos domiciliares a ser destinado ao aterro e nem o valor a ser recebido pela iniciativa privada, fato que obriga a empresa parceira a buscar alternativas para diminuir o volume e a massa de resíduos a serem dispostos no aterro sanitário.

3.2 Lei dos Consórcios Públicos n^0 11.107/05

Esta lei dispõe sobre normas gerais para a União, Estados, Distrito Federal e Municípios contratarem consórcios para a realização de objetivos de interesse comum. O consórcio

público poderá ser formado por associações públicas ou de pessoas jurídicas de direito privado.
Para o cumprimento de seus objetivos os consórcios públicos poderão firmar convênios, contratos, acordos de qualquer natureza, receber auxílios, contribuições, subvenções sociais ou econômicas de outras entidades e órgãos do governo.
Portanto, a nova Lei n^0 12.305, que estabelece a Política Nacional de Resíduos Sólidos, ao propor o princípio da responsabilidade compartilhada pela gestão dos resíduos sólidos reforça ainda mais a possibilidade dos municípios se articularem com os órgãos do governo federal, estadual e municipal, para a gestão integrada de resíduos, que complementarão a Política Nacional, além de buscar arranjos institucionais para otimizarem recursos, criarem oportunidades de negócios com geração de emprego e renda, receitas adicionais para os municípios, sem perder de foco a sustentabilidade do empreendimento.
Neste sentido, os Consórcios Públicos intermunicipais, amparados na Política Nacional de Resíduos e na Lei Federal de Saneamento Básico n^0 11.445/07 poderão realizar a gestão integrada de resíduos sólidos, dentro dos territórios dos municípios consorciados, elaborem planos com diagnósticos da situação atual dos resíduos, com proposição de cenários, estabelecendo metas e programas.

3.3 Lei do Saneamento Básico n^0 11.445/07

Esta lei, que estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico e para a Política Nacional de Saneamento Básico, constitui o marco regulatório para o setor. Para os efeitos desta lei, considera-se saneamento básico o conjunto de serviços, infraestruturas e instalações operacionais de:
- abastecimento de água potável, constituído pelas atividades de infra-estruturas e instalações necessárias ao abastecimento público, desde a captação até as ligações prediais e respectivos instrumentos de medição;
- esgotamento sanitário, envolvendo as atividades, infra-estruturas e instalações operacionais de coleta, transporte, tratamento e disposição final adequados dos esgotos sanitários, desde as ligações prediais até seu lançamento final no meio ambiente;
- limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos, envolvendo as atividades de infra-estruturas e instalações operacionais para coleta, transporte, transbordo, tratamento e disposição final adequados dos resíduos domiciliares e dos resíduos originários da varrição e limpeza de logradouros e vias públicas e
- drenagem e manejo das águas pluviais urbanas, envolvendo as atividades, infra-estruturas e instalações operacionais de drenagem urbana de águas pluviais, de transporte, detenção ou retenção para o amortecimento de vazões de cheias, tratamento e disposição final das águas pluviais drenadas nas áreas urbanas.
É importante ressaltar que, antes desta lei, considerava-se, no Brasil, saneamento básico, somente as atividades relacionadas ao abastecimento de água potável à população e a coleta e transporte de esgoto, para o seu lançamento “in natura” em corpos hídricos.
A Lei de Saneamento básico ainda dispõe sobre a gestão associada entre entes federados, por convênios e consórcios públicos, conforme destacado na Lei dos Resíduos Sólidos, além de dispor sobre a busca da universalização dos serviços, com o devido controle social.
Os titulares dos serviços de saneamento deverão elaborar planos plurianuais de

saneamento básico, nos termos da lei.

3.4 Lei do Estatuto da Cidade n^0 10.257/01

Esta lei estabelece normas de ordem pública e interesse social que regulam o uso da propriedade urbana em prol do bem coletivo, da segurança e bem-estar dos cidadãos, bem como do equilíbrio ambiental. Para tanto fixa entre as diretrizes gerais os seguintes preceitos:
- garantia do direito a cidades sustentáveis, entendido como o direito à terra urbana, à moradia, ao saneamento básico, à infra-estrutura urbana, ao transporte e aos serviços públicos, ao trabalho e ao lazer, para as atuais e futuras gerações;
- gestão democrática por meio da participação da população e de associações representativas de vários segmentos da comunidade na formulação, execução e acompanhamento de planos, programas e projetos de desenvolvimento urbano e
- ordenação e controle do uso do solo, de forma a evitar a deterioração das áreas urbanizadas e a poluição e a degradação ambiental.
Para os fins desta lei, prevê-se o uso dos seguintes instrumentos:
- planos nacionais, regionais, estaduais e municipais, em especial contemplando a elaboração do plano diretor.
Entretanto, a Lei do Estatuto da Cidade, foi um instrumento importante para iniciar as discussões e negociações para o aprimoramento da Lei dos Resíduos Sólidos, que até então tramitava já havia dez anos no Congresso Nacional.

4. A POLÍTICA NACIONAL DE RASÍDUOS SÓLIDOS NO BRASIL - LEI N^0 12.305/10

Conforme comentado, vários textos legais fazem interface com o marco regulatório de resíduos sólidos, em vigor desde 02 de agosto de 2010, que deverá ser regulamentado até o final deste ano de 2010. A Lei n^0 12.305 institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos, dispondo sobre seus princípios, objetivos e instrumentos, bem como sobre as diretrizes relativas à gestão integrada e ao gerenciamento de resíduos sólidos, incluindo os perigosos, às responsabilidades dos geradores e do poder público e aos instrumentos econômicos aplicáveis. Esta Lei não se aplica aos rejeitos radioativos, que são regulados por legislação específica.
Portanto cabe aqui, destacar os principais aspectos dos instrumentos, das diretrizes, dos arranjos institucionais dos instrumentos legais, dos mecanismos de financiamento e de controle social da nova lei nacional de resíduos sólidos.

4.1 Dos Instrumentos

São instrumentos da Política Nacional de Resíduos sólidos, entre outros:
- a elaboração de planos federal, estaduais municipais com horizonte de 20 anos, com revisão a cada 4 anos, contendo diagnósticos, proposição de cenários, metas de gerenciamento e aproveitamento energético, eliminação de “lixões”, o incentivo à inclusão

social e emancipação econômica de catadores de materiais reutilizáveis e recicláveis, procedimentos operacionais e indicadores de desempenho, programas de capacitação técnica e de educação ambiental, forma de cobrança dos serviços prestados na área de resíduos sólidos, entre outros, sendo esses planos obrigatórios para o acesso dos municípios e dos estados aos recursos financeiros, federal, destinados ao setor;
- os inventários e o sistema declaratório anual de resíduos sólidos;
- a coleta seletiva, os sistemas de logística reversa e outras ferramentas relacionadas à implementação da responsabilidade compartilhada pelo ciclo de vida dos produtos;
- o monitoramento e a fiscalização ambiental, sanitária e agropecuária;
- a cooperação técnica e financeira entre os setores públicos e privados para o desenvolvimento de pesquisas de novos produtos, métodos, processos e tecnologias de gestão e de gerenciamento de resíduos sólidos;
- o incentivo à adoção de consórcios intermunicipais e outras formas de cooperação entre os entes federados;
- o estabelecimento de padrões de qualidade ambiental, termo de compromisso e de ajustamento de conduta;
- cadastro técnico federal de atividades potencialmente poluidoras ou daquelas que utilizam de recursos naturais e
- incentivos fiscais, financeiros e creditícios.

4.2 Das Diretrizes

- na gestão e gerenciamento de resíduos sólidos deve ser observada a seguinte ordem de prioridade: não geração, redução, reutilização, reciclagem, tratamento dos resíduos sólidos e disposição final ambientalmente adequada dos rejeitos;
- poderão ser utilizadas tecnologias de redução de volume e de tratamento com a recuperação energética dos resíduos sólidos urbanos (incineração), desde que comprovada sua viabilidade técnica e ambiental, com implantação de programas de monitoramento de gases tóxicos, aprovado pelos órgãos ambientais;
- fica proibida a destinação final de resíduos sólidos ou rejeitos em praias, corpos hídricos, a céu aberto “in natura”, excetuando os resíduos de mineração, quaisquer atividades, nos aterros sanitários como catação, criação de animais e outras atividades vedadas pelo poder público;
- fica proibida a importação de resíduos sólidos perigosos e rejeitos, cujas características causem danos ao meio ambiente, à saúde pública e animal e à sanidade vegetal, ainda que para o tratamento, reforma, reuso, reutilização e recuperação, incluindo os pneumáticos;
- a instalação e o funcionamento de empreendimentos relacionados aos resíduos sólidos, de qualquer natureza, somente poderão operar após serem licenciados pelas autoridades competentes mediante comprovação de capacidade técnica e econômica para o gerenciamento adequado dos resíduos;
- a responsabilidade compartilhada pelo ciclo de vida dos produtos abrangendo os fabricantes, importadores distribuidores e comerciantes, os consumidores e os titulares dos serviços públicos de limpeza urbana e de manejo de resíduos sólidos;
- a disposição final dos resíduos, ambientalmente adequada, observando as normas operacionais específicas de modo a evitar danos ou riscos à saúde pública e ao meio

ambiente e
- o desenvolvimento sustentável e a busca da universalização dos serviços prestados, com o devido controle social.

4.3 Dos Arranjos Institucionais

- fica instituída a responsabilidade compartilhada pelo ciclo de vida dos produtos, a ser implementada de forma individual e encadeada, abrangendo os fabricantes, importadores, distribuidores e comerciantes, os consumidores e os titulares dos serviços públicos de limpeza urbana e de manejo de resíduos sólidos, consoante as atribuições e procedimentos previstos em lei;
- são obrigados a estruturar e implementar sistemas de logística reversa, mediante o retorno dos produtos após o uso pelo consumidor, de forma independente do serviço público de limpeza urbana e de manejo dos resíduos sólidos, os fabricantes, importadores, distribuidores e comerciantes de: agrotóxicos: agrotóxicos, seus resíduos e embalagens, assim como outros produtos perigosos, conforme normas técnicas específicas, pilhas e baterias, pneus, óleos lubrificantes, seus resíduos e embalagens, lâmpadas fluorescentes, de vapor de sódio e mercúrio e de luz mista, produtos eletroeletrônicos e seus componentes, os fabricantes e importadores, darão destinação ambientalmente adequada aos produtos e embalagens;
- os consumidores deverão efetuar a devolução aos fabricantes e importadores dos resíduos passíveis de logística reversa através de redes de recepção montada pelos fabricantes, importadores, distribuidores e comerciantes;
- sempre que estabelecido sistemas de coleta seletiva, pelo plano municipal de gestão integrada de resíduos sólidos, os consumidores são obrigados a acondicionar de forma adequada e diferenciada os resíduos sólidos gerados, disponibilizando-os para a reutilização, reciclagem ou devolução, podendo inclusive ser beneficiados com incentivos econômicos pelo poder público;
- Incumbe ao distrito federal e aos municípios a gestão integrada dos resíduos sólidos gerados nos respectivos territórios, sem prejuízo das competências de controle e fiscalização dos órgãos federais e estaduais;
- Os estados ficam incumbidos de promoverem a integração da organização, do planejamento e execução das funções públicas de interesse comum relacionadas à gestão dos resíduos sólidos nas regiões metropolitanas, aglomerações urbanas e microrregiões, devendo ainda apoiar e priorizar iniciativas municipais de soluções consorciadas entre dois ou mais municípios e
- a união, os estados, o distrito federal e os municípios manterão de forma conjunta o Sistema Nacional de Informações sobre a Gestão de Resíduos (SINIR), articulado com o Sistema Nacional de Informação sobre Saneamento (SINISA) e Meio Ambiente (SINIMA);

4.4 Dos Mecanismos de Financiamento

- o poder público poderá instituir medidas indutoras e linhas de financiamento para atender, prioritariamente, às iniciativas de prevenção e redução da geração de resíduos sólidos no processo produtivo;

- implantar infraestrutura física e aquisição de equipamentos para cooperativas ou associações de catadores de materiais reutilizáveis e recicláveis, formadas por pessoas de baixa renda;
- disponibilizar linhas de financiamento para a o desenvolvimento de projetos de gestão dos resíduos sólidos de caráter intermunicipal ou regional e
- os consórcios públicos, instituídos com o objetivo de viabilizar a descentralização e a prestação de serviços públicos que envolvam resíduos sólidos, têm prioridade na obtenção de incentivos instituídos pelo governo federal

4.5 Das Proibições

- ficam proibidos a destinação ou disposição final de resíduos sólidos ou rejeitos em praias, no mar ou em quaisquer corpos hídricos, os lançamentos "in natura" a céu aberto, excetuando os resíduos de mineração, a queima de resíduos a céu aberto ou em recipientes, instalações e equipamentos não licenciados para essa finalidade;
- são proibidas, nas áreas de disposição final de resíduos sólidos ou rejeitos a sua utilização como alimentação, catação, criação de animais domésticos, fixação de habitações temporárias ou permanentes;
É proibida a importação de resíduos sólidos perigosos e rejeitos, bem como quaisquer outros cujas características causem dano à saúde pública e ao meio ambiente, incluindo os pneumáticos.

5 CONCLUSÃO

Com a nova Política Nacional de Resíduos Sólidos o grande desafio brasileiro é recuperar quase duas décadas de atraso, mesmo sabendo que a nova Lei não modificará o cenário brasileiro da noite para o dia, principalmente na erradicação dos incômodos "lixões" que agora passam a ser proibidos. A obrigatoriedade por parte de todos os entes federados em elaborarem planos e promoverem pactos setoriais, realmente consistentes, é outro ponto alto da nova política de resíduos sólidos, pois fornecerão instrumentos adequados para que todo cidadão e cada setor da sociedade faça a sua parte na gestão compartilhada dos resíduos sólidos, observando-se a prevenção, quanto à geração, a reutilização a reciclagem, o tratamento e a disposição final ambientalmente adequada, conforme previsto na nova Lei.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRELPE. *Panorama Nacional de Resíduos Sólidos 2009.* Associação Brasileira de Empresa de Limpeza Pública e Resíduos Especiais. Disponível em: <http//www.abrelpe.org.br/download 2009.php>. Acesso em julho de 2010.

Brasil. Projeto de Lei nº 203/91 de 7 de julho de 2010. Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos no Brasil. *Diário Oficial da União*, Brasília-DF, 15 de julho de 2010.

_____. Lei nº 12.305 de 2 de agosto de 2010. Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos no Brasil. *Diário Oficial da União*, Brasília-DF, 02 de agosto de 2010.

_____. Lei nº 11.445 de 6 de janeiro de 2007. Estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico dá outras providências. *Diário Oficial da União*, Brasília-DF, 8 de janeiro de 2007.

_____. Lei nº 11.107 de 6 de abril de 2005. Dispõe sobre as normas gerais para a contratação de consórcios públicos. *Diário Oficial da União*, Brasília–DF, 18 de janeiro de 2007.

_____. Lei nº 11.079 de 30 de dezembro de 2004. Institui normas para licitação e contratação de parcerias público-privada no âmbito da administração pública. Diário *Oficial da União*, Brasília-DF, 31 de dezembro de 2004.

_____. Lei nº 10.257 de 10 de julho de 2001. Estabelece as diretrizes gerais da política urbana dá outras providências. *Diário Oficial da União*, Brasília-DF, 11 de julho de 2001.

_____. Lei nº 9.795 de 27 de abril de 1999. Institui a política nacional de educação ambiental e dá outras providências. *Diário Oficial da União*, Brasília-DF, 28 de abril de 1999.

IBGE *Pesquisa Nacional Censo 2010.* Disponível em <http//www.ibge.gov.br/cidadesat/topwindow.htm?1> Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Ministério do Planejamento, Orçamento e Gestão Brasil. Acesso em dezembro de 2007.

Leite, W.C.A. (1997). *Estudo da gestão de resíduos sólidos: uma proposta de modelo tomando a Unidade de Gerenciamento de Recursos hídricos (UGRHI-5) como referência*. São Carlos: 1997, 250p. Tese de Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo - USP.

GESTÃO INTEGRADA DO USO EFICIENTE DA ÁGUA NA INDÚSTRIA CERVEJEIRA: UM CASO-DE-ESTUDO

José A. P. TAVARES (1); André M. C. OLIVEIRA (2); Elizabeth C. N. F. A. DUARTE (3)

RESUMO

O presente artigo tem por objectivo identificar oportunidades de melhoria do uso eficiente da água na indústria cervejeira, partindo de um caso de estudo de uma unidade industrial localizada em Vialonga, Portugal. Atendendo à complexidade e extensão do caso de estudo, foram seleccionadas (após uma análise prévia de campo, de dados e registos históricos) áreas específicas da unidade industrial como objecto de estudo. A metodologia aplicada às áreas pré-seleccionadas consistiu na caracterização da rede de distribuição de água, na verificação de procedimentos operacionais no terreno e no balanço hídrico, passando também pela análise à potencial oferta de água pluvial e realização de análises laboratoriais. Esta metodologia permitiu identificar uma possível melhoria do uso eficiente da água, estimando-se uma potencial redução do consumo global em cerca de 20%. O cálculo de indicadores chave de desempenho (*KPI's*) permitiu avaliar o impacte estimado das oportunidades de melhoria identificadas no universo de estudo. No cenário de referência (Janeiro 2008 a Junho de 2009) o rácio *consumo de água/cerveja produzida* foi de 4,25 hl/hl. Com a implementação das medidas propostas, o mesmo seria reduzido para 3,82 hl/hl, correspondendo a uma economia de custos da ordem de 1.000.000 €/ano na factura da água.

Palavras-chave: indústria cervejeira, pluviais, reutilização, uso eficiente da água

1. INTRODUÇÂO

O crescente *stress*, a nível global, sobre a utilização dos recursos hídricos, motivado pelo crescimento populacional e pela deterioração da sua qualidade (Bixio *et al.,* 2006; Mariolakos, 2007), urge medidas no sentido de uma maior eficiência da sua utilização. Embora, percentualmente, a fatia de consumo global de água no sector industrial seja largamente suplantada pela do sector agrícola (http://www.unesco.org/water/wwap/facts_figures/water_industry.shtml, acedido a 20 de Outubro de 2009), a sua relevância não deverá ser ignorada (em termos de sustentabilidade), devido, sobretudo, ao potencial de degradação dos recursos hídricos por via da qualidade dos efluentes gerados pela sua actividade (Duarte *et al.,* 2003).

A limitação crescente deste recurso vital, tem motivado, a nível da utilização industrial, o desenvolvimento de programas de reutilização de água, promovendo oportunidades de aliviar tal pressão, através da diminuição das necessidades em água (Asano *et al*., 2006). A conservação da água, na perspectiva do controlo ambiental, está intrinsecamente ligada à minimização de resíduos, enquanto este engloba a optimização da utilização da água,

(1) Mestrado em Engenharia do Ambiente, CEER/ISA/UTL, Tapada da Ajuda, 1349-017 Lisboa, Portugal; email: josetavares@isa.utl.pt; Tel.: +351 21 3653339/21 3653385; Fax: +351 21 3653287/21 3653238
(2) Mestrado em Engenharia do Ambiente
(3) Professora Catedrática, UIQA/ISA/UTL, Tapada da Ajuda, 1349-017 Lisboa, Portugal; email: eduarte@isa.utl.pt; Tel.: +351 213653425; Fax: +351 213653431

contribuindo para a sua conservação, sob o ponto de vista quantitativo e qualitativo. Por outro lado, encontra-se directamente relacionado com a recuperação de recursos e com toda a problemática da reutilização (UNESCO, 2006, UNEP, 2007)

A reciclagem e reutilização de água são práticas em rápido crescimento em todo o mundo que são reconhecidas como opções competitivas economicamente como forma sustentável de aumentar a disponibilidade de água (Asano, 2002). Alguns exemplos dos benefícios e impactes destas práticas em meio industrial são referidos por Feng *et al.* (2009), Martin (2005), Bruggen e Braeken (2006) e Perry e De Villiers (2003).

A caracterização das necessidades de água pode ser de elevado valor para a gestão de sistemas de abastecimento. Especialmente quando os recursos são limitados, permanentemente ou sazonalmente, a identificação dos tipos de consumidores e as suas características são essenciais para identificar oportunidades que promovam as opções de eficiência e de gestão das necessidades. Para cada categoria de utilizador, a informação a ser obtida inclui usos individuais, padrões típicos de utilização diária (média e dispersão), características específicas e magnitude. O conhecimento e sistematização dos usos de água disponibilizam também dados para a melhoria do balanço hídrico e assim permite a redução da incerteza na estima de perdas. (Dias *et al.*, 2009).

A grande importância da utilização industrial de água também resulta do facto desta ocorrer em áreas de grande densidade populacional, entrando em competição directa com os usos domésticos e urbanos, e frequentemente é fornecida pelas mesmas redes urbanas de distribuição.

O volume e qualidade de água necessárias variam com o tipo de indústria e processos. Para além do mais, a mesma industria tem diferentes requisitos de qualidade para a água disponibilizada, e produz efluentes com diferentes qualidades, que frequentemente requerem diferentes processos de tratamento (EIPPCB, 2006; Duarte *et al*., 2007).

A intercepção de águas pluviais é uma alternativa que pode assegurar o abastecimento de água em quantidade e qualidade suficientes para consumo (Jaques, 2005). Apesar dos vários exemplos de sucesso de aproveitamento de águas pluviais nos diversos sectores de actividade (Jaques, 2005; McCann, 2008a; McCann, 2008b; Oliveira, 2008), é na indústria que essa água parece ter o seu maior potencial, por terem áreas de telhado maiores e um grande consumo de água, sendo, no entanto, necessárias análises para determinar o seu uso e tratamento com o objectivo de atender à qualidade requerida dos processos industriais (Valle, 2007).

A especificidade e complexidade de uma unidade industrial exigem a adaptação de várias abordagens metodológicas adequadas aos objectivos propostos. Com base numa abordagem metodológica convencional (Mann e Liu, 1999), foram efectuadas na unidade industrial em estudo uma avaliação técnica preliminar e uma avaliação das necessidades de água (Sautchúk *et al.*, 2005; Hespanhol *et al.*, 2007), complementadas pelo balanço de fecho do ciclo da água (Sturman *et al.*, 2004). Individualizaram-se determinados fluxos, levando em conta a sua representatividade no volume total de água consumida, os quais foram objecto de amostragem e análise laboratorial para a sua caracterização qualitativa de forma a avaliar o seu potencial de recuperação e/ou reciclagem.

Indicadores chave de desempenho (*Key Performance Indicators*, KPI) do uso da água têm várias vantagens na perspectiva da conservação e poupança de água e permitem focar não só as quantidades mas também a qualidade da água quando for identificado o seu nível de degradação após utilização, quando esta é tratada ou não (Alegre *et al.*, 2006). Estes são preciosos auxiliares na definição de estratégias e prioridades e possibilitam ainda o benchmarking das melhores práticas (Alegre, 2000)

Neste contexto, o presente estudo aborda a identificação de oportunidades de melhoria no uso eficiente da água na indústria cervejeira, perspectivando uma gestão integrada deste recurso. As actividades desenvolvidas (de Janeiro a Setembro de 2009) numa unidade industrial basearam-se num diagnóstico do uso da água por actividade e processo, nas vertentes qualitativa e quantitativa, procurando oportunidades para a reutilização e reciclagem de águas residuais, bem como de substituição de actuais fontes de água por outras alternativas como as águas pluviais. Algumas propostas de melhoria da eficiência do uso da água foram apresentadas face às oportunidades identificadas, sendo a sua discussão acompanhada por KPI que permitam comparar os impactes expectáveis com a situação actual.

2. METODOLOGIA

Com o inicio das actividades na unidade industrial, foi efectuada uma visita às diferentes secções da Unidade Fabril onde foram identificadas, previamente, diversas estruturas relacionadas com a distribuição de água, quer a nível do abastecimento (fonte/origem), como também de armazenamento, tratamento e distribuição. Posteriormente foram requeridos vários dados respeitantes aos consumos de água de 2008 tendo sido realizados balanços preliminares a fim de apurar as secções com maiores necessidades hídricas, e nesta base, construídos diagramas de fluxos para estas mesmas secções. Desta forma, foram delimitadas as fronteiras para o objecto de estudo.

A metodologia aplicada ao objecto de estudo definido foi adaptada das propostas por Sautchuk *et al.* (2005) e Hespanhol *et al.* (2007), a qual inclui a caracterização da rede de distribuição de água, a verificação de procedimentos produtivos, o balanço hídrico entre necessidades de consumo e oferta de água para as diferentes secções fabris, onde se inclui a análise à potencial oferta de água da chuva, e a realização de análises laboratoriais de efluentes e águas pluviais.

2.1. Caracterização da rede de distribuição de água

Após caracterização do objecto de estudo e uma identificação primária das áreas de maior consumo e maior potencial de intervenção, procedeu-se à selecção e validação dos respectivos circuitos de distribuição de água. Esta validação iniciou-se na origem da distribuição seguindo progressivamente até aos diversos destinos existentes na fábrica. Durante este processo, foram inventariados os contadores e válvulas das diversas secções, validado o seu funcionamento e acessibilidade (Oliveira, 2009; Tavares, 2009).

2.2. Verificação de procedimentos

O trabalho feito no terreno teve o intuito de analisar o "*modus operandis"* das várias secções. Verificaram-se actividades, equipamentos e procedimentos para a detecção de desempenhos ineficientes por parte de equipamentos, acções negligentes por parte dos operadores e identificação de possíveis perdas no sistema.

2.3. Balanço hídrico: necessidades e oferta

A abordagem às necessidades e ofertas hídricas foi efectuada através de análise de dados documentados, registos de fluxos solicitados, acções específicas desenvolvidas no terreno e validações diárias *in situ* dos contadores abrangentes às áreas de estudo. Foram estudadas as entradas actuais de água na fábrica e a sua variação ao longo do período de estudo (Janeiro de 2008 a Junho de 2009). Para tal, utilizaram-se as leituras dos contadores EPAL e de contadores dos sistemas de captação de água subterrânea. Esta análise contribuiu para avaliar, também, a eficiência dos sistemas de captação de água subterrânea, de forma a possibilitar a detecção de potenciais fugas no sistema. Para se estabelecer valores de consumo para algumas das actividades desenvolvidas nas secções, teve que se efectuar estimativas através de acções específicas realizadas no campo e extrapolar valores a partir de dados conhecidos.

2.4. Análise à potencial oferta de água pluvial

A avaliação do potencial de aproveitamento de água pluvial contemplou duas fases: cálculo dos potenciais volumes captados e recolha de amostras.

O cálculo dos potenciais volumes a captar teve como base de trabalho a identificação da área total de intercepção das águas pluviais, aplicando-se métodos de georreferenciação. Posteriormente, tendo em conta os registos pluviométricos do SNIRH foram estimadas as precipitações médias mensais locais. Uma vez que não existe estação meteorológica local, recolheram-se os dados das estações circundantes, nomeadamente, Arranhó, Calhandriz, Sacavém de Cima e São Julião do Tojal. A partir destes dados estimou-se o valor médio mensal de precipitação. A estes valores aplicou-se a fórmula (Oliveira, 2008):

$$V_C(t) = P(t) \times A_c \times C \times C_f \quad (1)$$

onde:

$V_c(t)$ → volume potencial de águas pluviais (m^3)

P(t) → precipitação (m)

A_c → área de captação (m^2)

C → coeficiente de escoamento da área de captação

C_f → coeficiente do filtro à entrada do tanque de armazenamento

Uma vez que os telhados são constituídos maioritariamente por telha esmaltada e cimento o coeficiente de escoamento aplicado no geral foi de 0,90 (Oliveira, 2008 em Oliveira, 2009).

Para a recolha de amostras foram seleccionados dois pontos de recolha de águas pluviais:

- Instalação de um recipiente de recolha directa de água pluvial, colocado num dos telhados da unidade industrial e;
- Instalação de um recipiente de recolha colocado na extremidade de um tubo colector de águas pluviais. Esse tubo encontra-se ligado a um algeroz que recolhe as águas pluviais captadas de uma cobertura da unidade industrial.

2.5. Análises laboratoriais de efluentes e águas pluviais

Para a caracterização analítica foram seleccionados os efluentes que apresentariam maiores potencialidades para reutilização bem como as águas pluviais. As análises foram efectuadas com o auxílio do laboratório central e laboratório da ETAR da unidade industrial. Os parâmetros monitorizados foram: pH, condutividade, CQO, CBO_5, azoto total, sólidos suspensos totais, fósforo, alcalinidade, cloretos, turvação, dureza, cálcio, ferro, sólidos totais, sólidos dissolvidos totais, oxidabilidade, sulfatos, coliformes totais, *E. Coli* e Enterobacterias. As referidas análises foram efectuadas de acordo com os *Standard Methods* (APHA, 1998).

2.6. Indicadores Chave de Desempenho (KPI)

Os resultados obtidos são acompanhados pelo cálculo de alguns KPI que permitam comparar a situação actual com os resultados expectáveis de propostas de melhoria.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1. Introdução

A avaliação primária efectuada às instalações da unidade industrial permitiu identificar diversas secções consumidoras de água, assim como as fontes principais de água. A alimentação é feita a partir de duas fontes principais: água da rede pública fornecida pela EPAL e água subterrânea oriunda de 4 furos existentes no interior do perímetro da fábrica. Tendo por base os dados referentes ao ano de 2008, estes foram trabalhados tendo em conta a forma como o consumo se distribuía pelas diferentes secções (Figura 1).

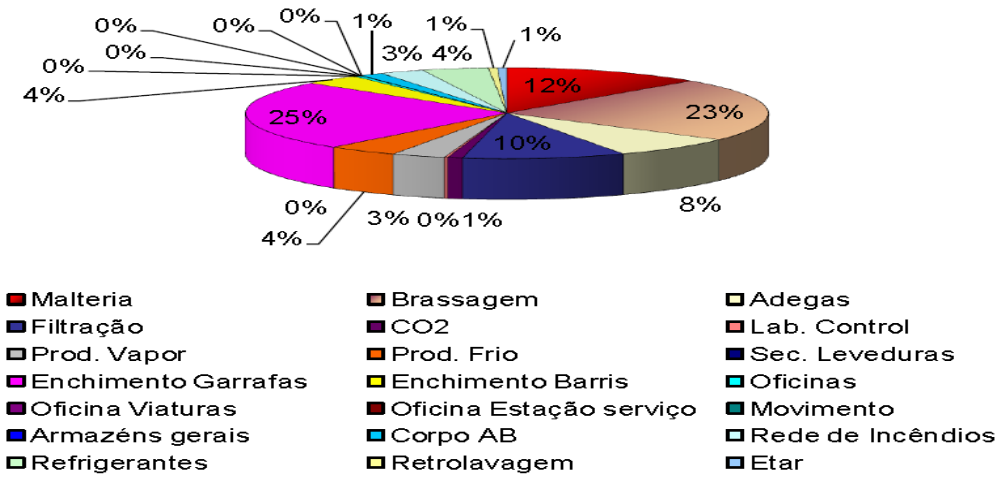


Figura 1 – Distribuição percentual dá água na Fábrica de Vialonga durante 2008 (*Fonte*: Oliveira, 2009)

Como se verifica, 60% do consumo de água geral da fábrica distribui-se por apenas 3 áreas: Brassagem, Malteria e Enchimento de Garrafas (engloba o enchimento de latas). A partir destes dados foram definidas estas três áreas como o Universo de estudo.

A validação da rede de distribuição de água permitiu compreender de uma forma mais profunda, o percurso da água na Fábrica de Vialonga. Contabilizam-se cerca de 70 contadores gerais e muitos outros parciais espalhados pela fábrica (Oliveira, 2009; Tavares, 2009).

Verificou-se a existência de duas redes distintas de distribuição de água, uma constituída apenas por água da rede pública, designada por “água EPAL”, e uma segunda resultante da mistura da água da rede pública com a água subterrânea extraída dos furos, previamente desferrizada numa estação de tratamento de água (ETA), designada por “água bruta”.

A verificação de procedimentos possibilitou listar as actividades principais e respectivos consumidores por secção, dentro do universo de estudo definido. Essas actividades e consumidores encontram-se listados no Quadro 1, para as secções seleccionadas.

Quadro 1 - Processos, operações e usuários finais de água (*adaptado de*: Oliveira, 2009; Tavares, 2009)

Secção	Processos	Operações com Uso de Água
Malteria	Produção de Malte: Molha, Germinação e Secagem	Lavagens de equipamentos e instalações, Maltagem, WC's
Brassagem	Produção de Mosto: Empastagem, Calda, Ebulição; Arrefecimento do Mosto; Propagação de Leveduras	CIP's, lavagens de equipamentos e instalações, Fabrico, Arrefecimento do mosto, WC's e balneários, Trasfegas de Mosto, arrefecimento de bombas
Enchimento de Garrafas e Latas	Enchimento de garrafas e latas e respectivo empacotamento (grades ou "pack's")	Pasteurizadores (de Túnel e Flash), bombas de vácuo, Lavadoras de Grades, Lavadoras de garrafas retornáveis, Enchedoras de garrafas e latas, *rinsers*, lavagens de equipamentos e instalações, lubrificação de tapetes transportadores, CIP's, sanitários, balneários e similares (lavatórios, lava-olhos, etc.)

3.2. Balanço hídrico

A elaboração do balanço hídrico engloba os dados recolhidos no período compreendido entre Janeiro de 2008 e Junho de 2009. Neste período, partindo da análise do sistema de distribuição de água descrito por Tavares (2009), verificou-se um consumo total de água de 2366644 m^3 na unidade industrial para uma produção total de 4875582 hl de cerveja. Por motivos de comparabilidade com outras unidades industriais, tendo em conta o facto de a maioria das unidades cervejeiras não incluir nas suas instalações uma malteria e de esta ser considerada como uma indústria distinta da cervejeira (EIPPCB, 2006), é igualmente apresentado o consumo de água nesta unidade industrial, não contemplando o consumo referente à malteria. Este consumo foi de 2073714 m^3 durante o período de estudo.

Na Figura 2 apresenta-se o balanço de fecho do ciclo da água (Sturman *et al.*, 2004) dos furos, entre o ponto de extracção e a ETA. Este tipo de balanço poderá ser de grande utilidade na avaliação de perdas e usos desadequados ao longo do ciclo da água e poderá ser aplicado ao ciclo global ou entre pontos do mesmo ciclo (Tavares, 2009).

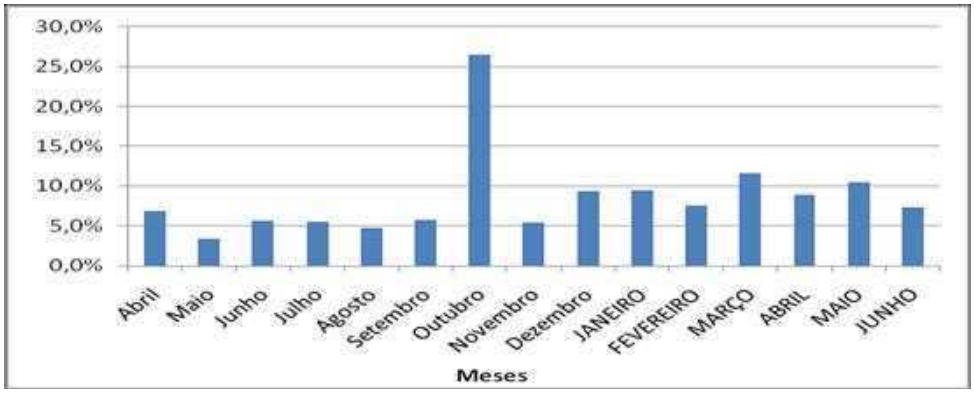


Figura 2 - Balanço de fecho do ciclo da água dos furos, entre os pontos de extracção e a ETA (Abr. 2008 – Jun. 2009)

Da análise da Figura 2 e verifica-se uma discrepância entre o caudal de água subterrânea extraído e o caudal de alimentação da ETA. Esta diferença verificada poder-se-á justificar devido a duas situações, ou à conjugação das mesmas:

- Existência de uma possível rotura na tubagem subjacente a um dos furos;
- Desfasamento temporal entre os registos dos dados de consumo.

Face as estas possibilidades, e numa perspectiva de monitorização e melhoria continua, propõe-se a introdução de contadores electrónicos com registo de leituras em simultâneo e em tempo real tanto nos pontos de extracção como à entrada e saída da ETA. Esta medida, extrapolada a toda a unidade industrial, possibilitaria uma redução na incerteza das medições com benefícios no apoio à tomada de decisões de gestão do uso da água.

3.3. Enchimento de garrafas e latas

Nesta secção, o consumo de água está maioritariamente associado ao funcionamento de maquinaria. Os principais consumidores identificados são: lavadoras de garrafas, pasteurizadores de túnel, sistemas de lubrificação de tapetes transportadores (aspersores) e bombas de vácuo (Figura 3).

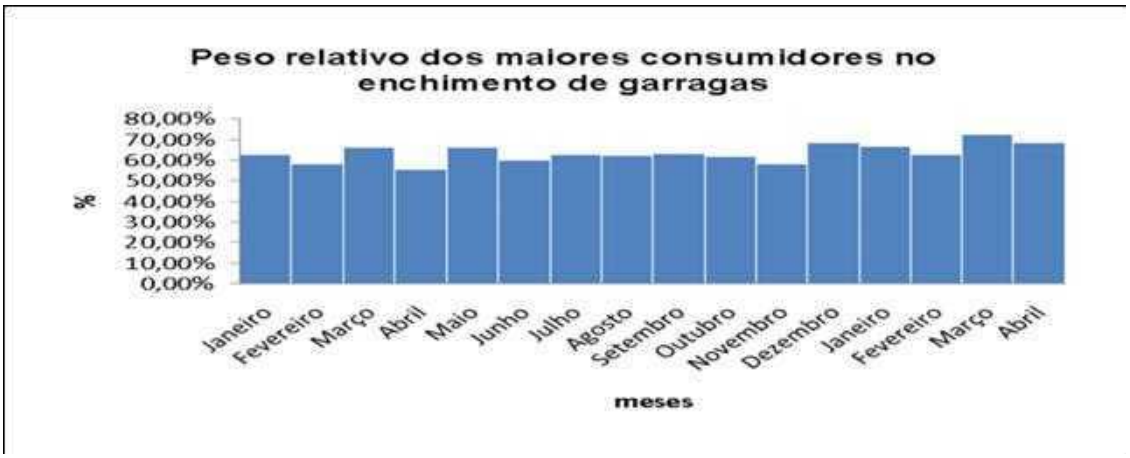


Figura 3 – Peso relativo dos maiores consumidores no enchimento de garrafas

Verifica-se assim que a soma destes consumidores representa cerca 65% do consumo nesta secção. Dois destes consumidores (bombas de vácuo e sistema de lubrificação de tapetes) são alimentados apenas com “água bruta”. Embora estejam a utilizar “água bruta”, o índice de qualidade da água utilizada nestes dois processos não necessita de ser tão elevada pois a mesma água não entra em contacto directo com o produto final. O consumo destes dois sistemas é apresentado na Figura 4.

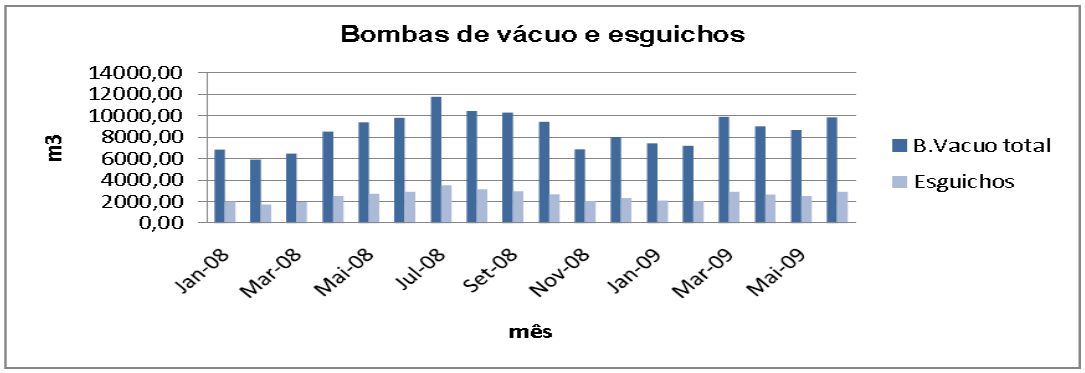


Figura 4 – Evolução do consumo das bombas de vácuo e esguichos (aspersores) das linhas de enchimento

Somando estes dois valores e comparando percentualmente com o valor total de água que abastece as linhas de enchimento obtêm-se os valores representados na Figura 5.

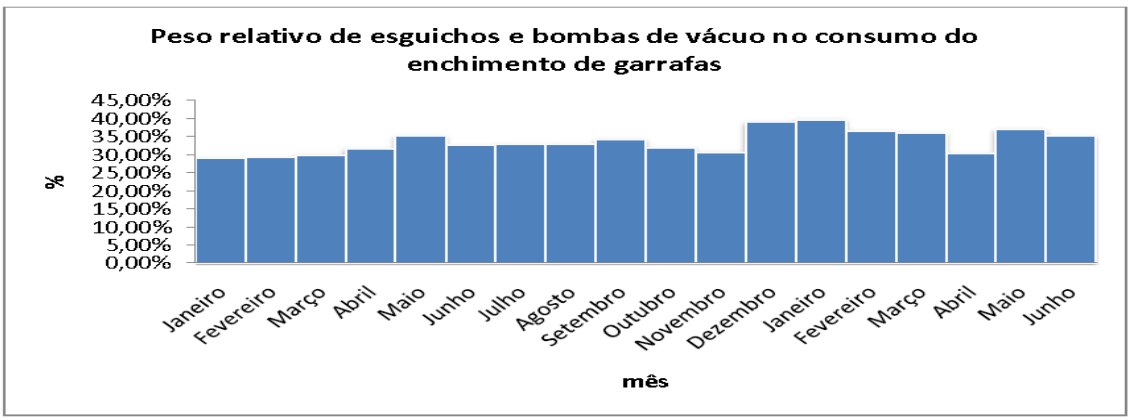


Figura 5 – Peso relativo de esguichos e bombas de vácuo no consumo do enchimento de garrafas

Dos registos de consumo de água na maquinaria desta secção, verificou-se que o consumo das bombas de vácuo e esguichos de lubrificação dos transportadores representa, em conjunto, 25 a 40% do consumo total da secção (Figura 5) e cerca de 8% do consumo global da fábrica, sendo o seu efluente conduzido para a ETARI. Existe grande potencial de reutilização dos efluentes gerados pelos equipamentos referidos através da implementação de um sistema fechado de reutilização. Estes fluxos não foram sujeitos a caracterização qualitativa uma vez que o reaproveitamento proposto destes efluentes se destina ao uso na maquinaria que os originou. A água utilizada nas bombas de vácuo tem como função a criação de vácuo dentro das enchedoras, pelo que a ausência de contacto com qualquer outro meio, que não a tubagem, não altera a sua qualidade original, sendo possível a criação de um circuito fechado como forma de reutilização deste efluente.

A água utilizada para lubrificação dos tapetes, adicionada de detergente é lançada sobre os transportadores a fim de reduzir o atrito entre as garrafas e os tapetes transportadores. Este efluente é contaminado por poeiras e vidros resultantes das quebras de garrafas. A criação

de um sistema de recolha, por baixo dos transportadores, e reutilização do efluente para a mesma função é uma forma de diminuir os consumos na secção de enchimento de garrafas e latas e, também, diminuir por sua vez o consumo de detergente lubrificante. Neste caso a criação de um circuito fechado pressupõe a criação de um sistema de filtração (p.ex., filtro de areia) de forma a eliminar os sólidos suspensos (poeiras e vidro).

3.4. Malteria

Nesta secção verificou-se que o "*modus operandis"* não se altera ao longo do ano, tendo uma produção relativamente regular e com gastos facilmente quantificáveis. O consumo é obtido a partir do registo de um único contador, o qual se distribui mensalmente conforme a Figura 6.

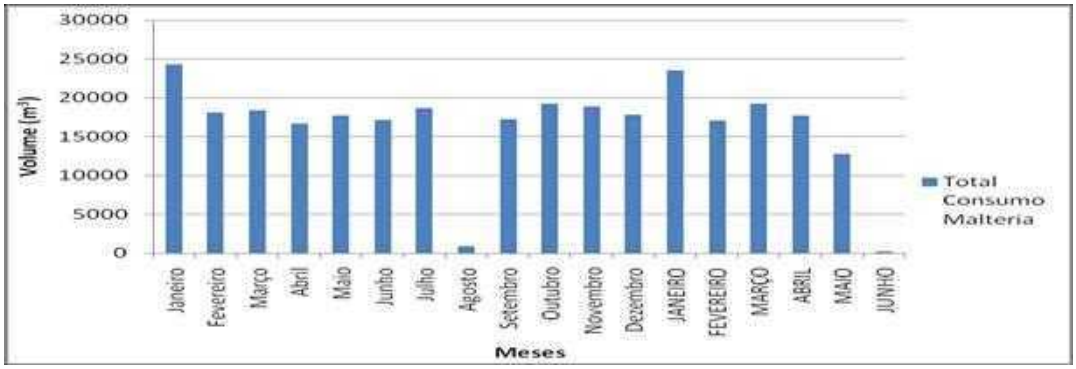


Figura 6 – Consumo de água mensal do processo de fabrico de malte

O processamento da cevada, para a produção de malte, efectua-se em três etapas: molha, germinação e secagem. O processo de molha divide-se em duas molhas separadas temporalmente, sendo este processo o que tem maiores necessidades de água nesta secção. O balanço percentual, para as actividades com maior gasto de água, nesta secção é apresentado no Quadro 2.

Quadro 2 – Distribuição de consumos de água na secção da Malteria

Molha		Germinação
1ª molha	2ª molha	
40,9%	34%	25,1%

A distribuição dos volumétrica dos consumos por processo e por mês é apresentada na Figura 7.

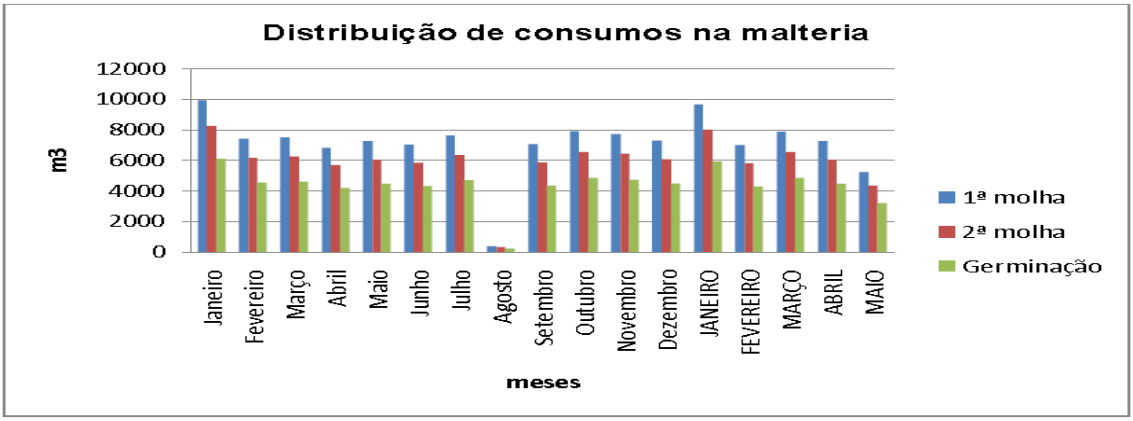


Figura 7 – Distribuição de consumos na malteria

Analisando a Figura 6 constata-se que, à excepção dos meses de Janeiro, os consumos mensais da secção da malteria variam entre os 15000 e 20000m^3. As necessidades hídricas para o processo de molha representam aproximadamente 75% (Quadro 2 e Figura 7) do consumo total da secção. Actualmente todo o efluente gerado deste processo tem como destino a ETARI.

3.5. Brassagem

Nesta secção foram identificados sete processos e estruturas associadas ao uso da água:

- Fabrico de mosto
- CIP (*Cleaning In Place*)
- Arrefecimento de mosto por permuta calorífica
- Trasfega do mosto para a fermentação
- Refrigeração de bombas hidráulicas
- Mangueiras (lavagem de instalações)
- Sanitários e Balneários

A Figura 8 representa a distribuição dos consumos de água na Brassagem pelos principais processos, sendo que o “Total Consumo Brassagem” refere-se ao volume total de água consumido na secção, o “Volume Entrada de Água” refere-se ao volume de água de alimentação das caldeiras do processo de fabrico de mosto (Ribeiro, 2005), a “Água Incorporada” refere-se à água efectivamente incorporada no mosto resultante do processo de fabrico de mosto e o “Volume de Água nos Dreches” refere-se ao volume de água estimado no subproduto do fabrico de mosto (Dreche).

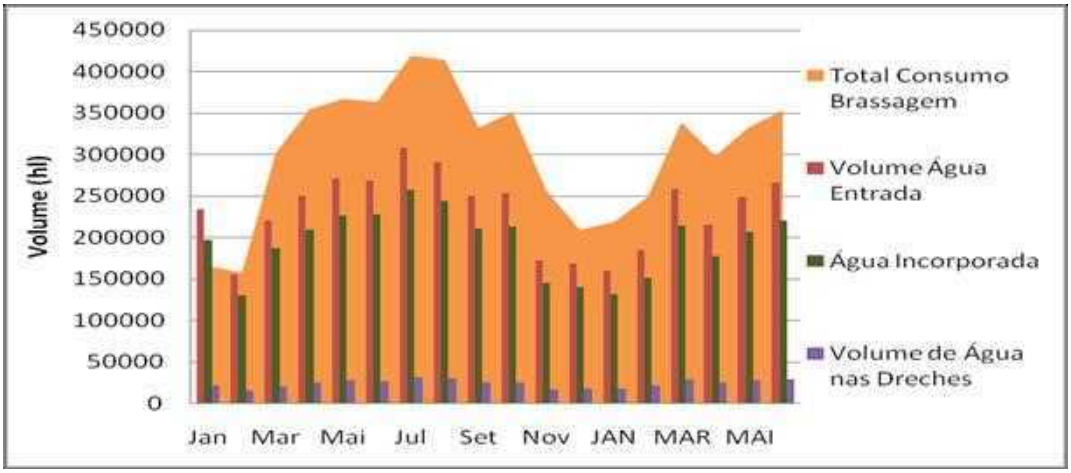


Figura 8 – Volumes gastos na produção de mosto

No processo de trasfega do mosto, a água utilizada para permitir a condução do mosto, é enviada para a ETARI no final deste processo. A quantificação da água utilizada neste processo é de 9 m^3 por trasfega. Partindo dos dados recolhidos, ocorrem em média 16 trasfegas por semana, estimando-se um volume anual de 6912 m^3 de água utilizada neste processo.

Tratando-se do cerne do processo produtivo, a secção da brassagem apresenta um vasto leque de actividades com enormes necessidades hídricas, sendo o consumo desta secção directamente proporcional à sazonalidade verificada na produção (aumenta de Verão e diminui no Inverno). Na Figura 8 verifica-se que cerca de 60% do consumo global da secção é destinado à incorporação no produto, sendo a restante distribuída pelos outros processos, pelo que existe baixo potencial de redução do consumo global desta secção através da reutilização dos efluentes gerados.

3.6. Águas pluviais

De acordo com a metodologia descrita, o volume médio anual de águas pluviais potencialmente captavel é de 166821 m^3. Este volume é potencialmente captavel através de uma área total de intercepção de 293212 m^2, correspondente à área total dos telhados da unidade industrial.

A captação das águas pluviais, como se verifica nos resultados, apresenta um enorme potencial de aproveitamento a nível quantitativo, representando cerca de 11% do consumo global da fábrica. Constata-se que, em termos quantitativos, a água pluvial é suficiente para suprimir as necessidades hídricas da secção da malteria, embora necessitando de pré-tratamento.

3.7. Análises laboratoriais

Dos parâmetros monitorizados, apresentam-se no Quadro 3, aqueles cujos resultados excedem os valores permitidos (VMR e VMA, conforme a aplicabilidade) estabelecidos na

Lei-Quadro da Água, para os fluxos considerados com potencial de reutilização ou reciclagem. Os restantes parâmetros monitorizados encontram-se abaixo dos valores permitidos.

Quadro 3 – Resultados das análises laboratoriais

Parâmetro analítico	Água trasfega do mosto	Água da chuva - "recolha directa"	Água da chuva – recolha por algeroz
pH	5,09	7,24	6,99
SST (mg/l)	2,3	1,6	5,3
Alcalinidade (ppm HCO_3)	6,5	43,5	47,5
Cloretos (ppm)	26,6	7,1	6,39
Ferro (ppm Fe^{2+})	0,11	0,10	0,26
Coliformes totais	-	30	146

Verifica-se no Quadro 3 que, apesar de uma representatividade relativamente baixa em termos de volume, o fluxo gerado no processo de trasfega do mosto apresenta baixos níveis de contaminação (devido apenas ao contacto da água com o mosto), pelo que sendo recuperado poderia ser reutilizado como água de enxaguamento em processos de lavagem.

Comparando os dados do Quadro 3, respeitante às análises das diferentes recolhas de água pluvial, denota-se uma degradação desta mesma água durante o contacto com as superfícies de intercepção e recolha. Esta degradação qualitativa das águas pluviais poderá ser contrariada com lavagens periódicas das superfícies de intercepção e recolha e, também, com a aplicação de tratamentos de filtração e desinfecção antes da sua utilização.

Quadro 4 – Resultados das análises laboratoriais efectuadas aos efluentes da molha do malte

Actividade	ST (g/l)	SDT (g/l)	SST (g/l)	CQO (mg/l)	CBO_5 (mg/l)	pH [T (ºC)]	Condutividade (µS) [T (ºC)]
1ª molha	2,56	2,5	0,06	2130	1704	5,56 (24,5 ºC)	1610 (21,2 ºC)
2ª molha	2,25	1,96	0,29	3187	2549	5,73 (23,5 ºC)	1573 (23,5 ºC)

Através da análise conjugada dos resultados laboratoriais (Quadro 4) com o verificado *in situ*, verifica-se que o efluente gerado da 2ª molha poderá ser recuperado para utilização no processo da 1ª molha subsequente, recorrendo a tratamento de filtração e desinfecção. Esta recuperação traduz-se numa redução de 34% do consumo de água da secção da malteria e, consequentemente, uma redução de 45% do efluente gerado no processo de molha.

3.8. Indicadores Chave de Desempenho (KPI)

No Quadro 5 são apresentados os valores de KPI considerados ao nível da unidade industrial (incluindo e excluindo a malteria).

Quadro 5 – KPI considerados para a unidade industrial e por secção

	KPI	Unidades
Unidade Industrial (inc. Malteria)	4,85	hl água consumida / hl de cerveja produzida
Unidade Industrial (exc. Malteria)	4,25	hl água consumida / hl de cerveja produzida
Enchimento Garrafas	1,62	hl água consumida / hl de cerveja empacotada
Brassagem	1,42	hl água consumida / hl mosto produzida
	0,52	hl água não incluída no produto / hl mosto produzido
Malteria	4,52	m^3 água / 10^6 Mg malte

No cenário actual (Janeiro de 2008 a Junho de 2009) o rácio *consumo de água/cerveja produzida* (excluindo malteria) é de 4,25 hl/hl, pelo que, com a aplicação das potenciais reutilizações e reciclagens de água identificadas, este seria reduzido para 3,82 hl/hl. Efectuando a mesma comparação considerando o consumo correspondente à malteria, seria esperada uma redução total do consumo das fontes actuais de água de cerca de 25%, com uma redução do KPI de 4,85 hl/hl para 4,21 hl/hl.

De acordo com os dados obtidos, o custo actual da água nesta indústria é de 2,6 €/m^3. Assim, a redução do consumo de água representaria uma economia da ordem de 1.000.000 €/ano na factura da água.

4. CONCLUSÕES

As conclusões mais relevantes relativamente ao estudo realizado são as seguintes:

i. A indústria cervejeira é um dos sectores de actividade onde a implementação de um plano estratégico de uso eficiente da água apresenta maiores potencialidades;
ii. As secções de fabrico com maior consumo de água são a brassagem, malteria e enchimento de garrafas e latas com um peso percentual de 60% do consumo global.
iii. Verificou-se que o potencial de reutilização/reciclagem de água é de 25 a 40% para a secção do enchimento de garrafas e latas e 34% para a secção da malteria e 2% na secção da brassagem.
iv. A água da chuva apresenta um enorme potencial de aproveitamento, quer pelas enormes potenciais de captação, quer pela qualidade apresentada sem tratamento.
v. A aplicabilidade das propostas apresentadas neste trabalho, em conjunto, apresenta um potencial de redução dos consumos na ordem dos 19% do consumo global.
vi. O recurso a KPI afigura-se como uma ferramenta de utilidade no apoio à gestão do uso da água, permitindo a comparabilidade de desempenho entre unidades similares e estimulando a melhoria continua da eficiência do uso da água.

vii. A realização de um diagnóstico aprofundado ao uso da água na indústria permite, para além dos ganhos económicos, reflectidos na factura da água, enormes ganhos ambientais na medida em que são protegidas as fontes de água.

As conclusões deste estudo sugerem a existência de elevado potencial de melhoria da eficiência do uso da água. No entanto, é necessário complementar o trabalho desenvolvido, não só estendendo-o e integrando toda a unidade industrial como também aprofundar a selecção das melhores técnicas disponíveis, de modo a viabilizar a implementação de um plano integrado de gestão do uso da água.

AGRADECIMENTOS

Os autores expressam os seus agradecimentos à *Sociedade Central de Cervejas e Bebidas, S.A.*, pela disponibilidade e apoio na realização do trabalho de campo precursor dos resultados apresentados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alegre H. (2000). *Performance indicators for water supply services: Manual of best practice.* IWA Publishing

Alegre H., Baptista J.M., Jr. E.C., Cubillo F., Duarte P., Hirner W., Merkel W., Parena R. (2006). *Performance Indicators for Water Supply Services*, 2nd edition, London, IWA Publishing, ISBN: 1843390515 (305p.).

APHA, AWWA, WEF (1998). *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater,* 20th Edition, U.S.A..

Asano T. (2002). Water from (waste)water – the dependable water resource, *Water Science and Technology*, IWA Publishing, Vol 45 No 8 pp 23–33.

Asano T., Burton F.L., Tchobanoglous G. (2006). *Water Reuse: Issues, Technologies and Applications*, Metcalf & Eddy, Inc., McGraw-Hill Book Co., New York

Bixio D., De Koning J., Joksimovic D., Melin T., Savic D., Thoeye C., Wintgens T. (2006). Wastewater reuse in Europe*. Desalination* 187, Elsevier, pp. 89-101.

Bruggen B.V., Braeken L. (2006). The Challenge of Zero Discharge: From Water Balance to Regeneration. *Desalination* 188, 177-183.

Dias S.L., Lucas H., Almeida M.C., Alegre H., Viriato M., Loureiro D. (2009). Identification of opportunities to improve efficiency by water consumption assessment, *Desalination and Water Treatment* 2, 59–64.

Duarte E., Fragoso R., Hilário L., Martins M., Reis I. (2003). Sensibilização para o uso eficiente da água na indústria - definição de metodologias base. *Industria Ambiente* 29, Gestão Ambiental.

Duarte E., Pinho M.N., Minhalma M. (2007). *The role of the emergent Technologies towards na integrated sustainable environment*, In: Pereira, M.S. (Ed.), *A portrait of state-of-art research at the technical University of Lisbon*. Springer, Dordrecht, The Netherlands.

EIPPCB (2006). *Reference Document on Best Available Techniques in the Food, Drink and Milk Industries.* European Commission.

Feng X., Huang L., Zhang X., Liu Y. (2009). Water System Integration of a Brewhouse. *Energy Conversion and Management* 50, 354-359.

Hespanhol I., Mierzwa J., Rodrigues L., Silva M. (2007). *Manual de Conservação e Reuso da água na Industria.* Firjan, Rio de Janeiro, Brasil.

Jaques R. (2005). *Qualidade da água de chuva no Município de Florianópolis e sua potencialidade para aproveitamento em edificações*. Dissertação de Mestrado em Engenharia do Ambiente. UFSC, Florianópolis, Brasil.

Mann J.G., Liu Y.A. (1999). *Industrial water reuse and wastewater minimization.* McGraw-Hill Professional. New York, U.S.A..

Mariolakos I. (2007). Water Resources management in the Framework of sustainable development. *Desalination* 213, 147-151.

Martin I. (2005). The Water Feature. *Brewer's Guardian* May, Advantage Publishing, Ltd, 20-23.

McCann B. (2008a). Global prospects for rainwater harvesting. *Water 21* December, Global Focus.

McCann B. (2008b). Seoul's Star City: a rainwater harvesting benchmark for Korea. *Water 21.* December, Global Focus.

Oliveira A. (2009). *Optimização do Uso da Água na Indústria - O Caso de Estudo da Sociedade Central de Cervejas e Bebidas, S.A..* Dissertação de Mestrado em Engenharia do Ambiente. ISA, UTL. Lisboa.

Oliveira F. (2008). *Aproveitamento de água pluvial em usos urbanos em Portugal Continental - Simulador para avaliação da viabilidade.* Dissertação de Mestrado em Engenharia do Ambiente. IST, UTL. Lisboa.

Perry M., De Villiers G. (2003). Modelling the Consumption of Water and Other Utilities. *Brauwelt International Technical Feature* V, 286-290.

Ribeiro F. (2005). *Cervejas e Refrigerantes.* CETESB. São Paulo, Brasil.

Sautchúk C., Landi F.D.N., Mierzwa J.C., Vivacqua M.C.R., Silva M.C.C., Landi P.D.N., Schmidt W. (2005). *Conservação e Reúso de Água.* CIRRA – Centro Internacional de Referência em Reúso de Água. Vol. 1. Brasil.

Sturman J., Ho G., Mathew K. (2004). *Water Auditing and Water Conservation.* IWA Publishing.

Tavares J. (2009). *Abordagem a uma Estratégia de Gestão do Uso da Água na Indústria Cervejeira - O Caso de Estudo da Sociedade Central de Cervejas e Bebidas, S.A.*. Dissertação de Mestrado em Engenharia do Ambiente. ISA, UTL. Lisboa.

UNEP (2007). *Global Environment Outlook Geo 4*. Environment and Development. UNEP, Nairobi.

UNESCO (2006). *Water: a Shared Responsibility*. The United Nations World Water Development Report 2, UNESCO, Paris, Began Books, New York.

Valle J.A.B., Pinheiro A., Ferrari A. (2007). Captação e avaliação de água de chuva para uso industrial*. REA - Revista de Estudos Ambientais* 2, Dez., Vol. 9, pp. 62-72.

http://www.unesco.org/water/wwap/facts_figures/water_industry.shtml (acedido a 20 de Outubro de 2009)

GESTÃO OPERACIONAL DE INFRA-ESTRUTURAS DE ÁGUA E EFLUENTES

Produtividade e Eficiência alcançadas com a plataforma NAVIA™

Jorge Tavares[1]**; Carlos Costa**[2]**; Gualdino Barrocas**[3]

RESUMO

As empresas que operam infra-estruturas de água ou de efluentes, sejam elas públicas, privadas ou industriais, sabem a importância de uma operação bem gerida e optimizada. Aliando este facto à constatação de que não existia nenhuma ferramenta que apoiasse o dia-a-dia da operação, surge a génese de um projecto de I&D lançado em 2002 e que evoluiu até à solução **NAVIA™**. Este percurso foi sempre realizado em parceria estreita com empresas e entidades ligadas ao sector e teve a preocupação de evoluir das necessidades da equipa que está no terreno para as da equipa de gestão. Esta abordagem, simultaneamente evidente mas pouco usual, está na origem da receptividade que o **NAVIA™** tem nos técnicos e nas empresas, e que se manifesta em vários aspectos concretos, nomeadamente:

- períodos de implementação muito curtos, tipicamente 4 meses
- adesão entusiasmada e empenhada dos responsáveis da operação
- boa adesão dos operadores na utilização do sistema
- resultados visíveis logo no primeiro dia de utilização
- excelentes avaliações em auditorias de certificação de qualidade, ambiente e segurança
- ganhos de produtividade, eficiência, organização e qualidade

Neste artigo, após uma breve descrição da aplicação, apresentam-se alguns dos resultados obtidos em situações de implementação concreta.

Palavras-chave: eficiência, “gestão operacional”, “integração de dados”, produtividade, ”sistema de informação” “trabalho colaborativo”.

[1] Eng.º Electrotécnico, Sócio Gerente da MdeMáquina, Lda – jtavares@mdemaquina.pt

Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Electrotécnica do Instituto Superior de Engenharia do Porto

[2] Eng.º Electrotécnico, Responsável desenvolvimento da MdeMáquina, Lda – carlos@mdemaquina.pt

[3] Eng. Electrotécnico, Responsável desenvolvimento da MdeMáquina, Lda – gualdino@mdemaquina.pt

MdeMaquina, Lda – Departamento de Tecnologias da Informação.

Av. D. Afonso Henriques, 1196 sala 606 – 4450-012 Matosinhos - Telf. +351 220 111 352 - www.navia.pt

1. JUSTIFICAÇÃO E NECESSIDADE DE UMA FERRAMENTA DE APOIO À GESTÃO DA OPERAÇÃO

Começamos com uma pergunta: O que é a gestão operacional, nomeadamente no sector da água?

Tentamos dar uma resposta: É a actividade da **equipa** que tem a responsabilidade de manter em **funcionamento permanente** e com **bons resultados**, uma **infra-estrutura** de captação, tratamento e distribuição de água, ou de recolha e tratamento de águas residuais.

As palavras sublinhadas são, no nosso entender, aquelas que fazem a diferença entre este sector e outras actividades empresariais, nomeadamente:

Infra-estrutura significa, no contexto das águas, grande dispersão geográfica, muitos equipamentos e instalações, know-how especializado e especifico, activos de empresas normalmente públicas. Significa também muitos dados e informações dispersos e provenientes de diversas fontes.

funcionamento permanente significa operação dos sistemas 24/24horas com disponibilidade total dos serviços prestados.

Equipa significa muito pessoal envolvido e disperso pelas instalações havendo por isso dificuldade em comunicar, responsabilizar e avaliar. Significa uma hierarquia e níveis de qualificação distintos. Significa custos elevados com pessoal (próprio ou em out-sourcing).

bons resultados significa prestar um serviço de boa qualidade com custos de operação controlados e de acordo com os critérios de gestão que as entidades reguladoras e as administrações impõem. A necessidade de bons resultados impõe-se também pela exposição pública e grande pressão ambiental a que o sector está sujeito.

O cenário anterior leva-nos a uma afirmação e a duas novas perguntas, respectivamente;

“Faz todo o sentido a utilização de ferramentas que apoiem a gestão e o trabalho da equipa operacional!” – afirmação categórica e pensamos que indiscutível.

“Porque é que na maioria das empresas não existe esta ferramenta?” – normalmente são usados programas avulso e fundamentalmente o papel.

“Porque é que não existe no mercado a oferta de soluções especializadas para esta actividade?”

A primeira pergunta contém em si um paradoxo, uma vez que nesta actividade a área que mais recursos consome é precisamente a da operação - basta referir os recursos humanos, a energia e os reagentes. Ou seja, uma gestão devidamente suportada e controlada pode levar a uma assinalável racionalização de custos e melhoria de resultados. Não existe pois uma resposta imediata para esta pergunta, uma vez que a necessidade e os ganhos são evidentes. Arriscamos avançar com algumas hipóteses que justifiquem este vazio:

Porque não há soluções disponíveis;

Porque se trata de uma implementação complexa, que os próprios interessados consideram difícil de montar;

Porque os responsáveis pela operação não conseguem sensibilizar os decisores para as dificuldades do terreno, uma vez têm pontos de vistas e vivências diferentes.

Para a segunda pergunta há, no nosso entender, várias justificações:

Recorrendo á figura 1 vemos que numa empresa do sector há pelo menos três níveis de actividade perfeitamente distintos. Para o nível superior, normalmente de gestão administrativa, financeira e de decisão estratégica, existem várias soluções – tipicamente do tipo ERP. Para os vários processos muito especializados e ligados a actividades bem definidas, existem e são usadas várias soluções informáticas, nomeadamente para a gestão da manutenção, para a gestão de laboratórios e para a automação e supervisão de processos.

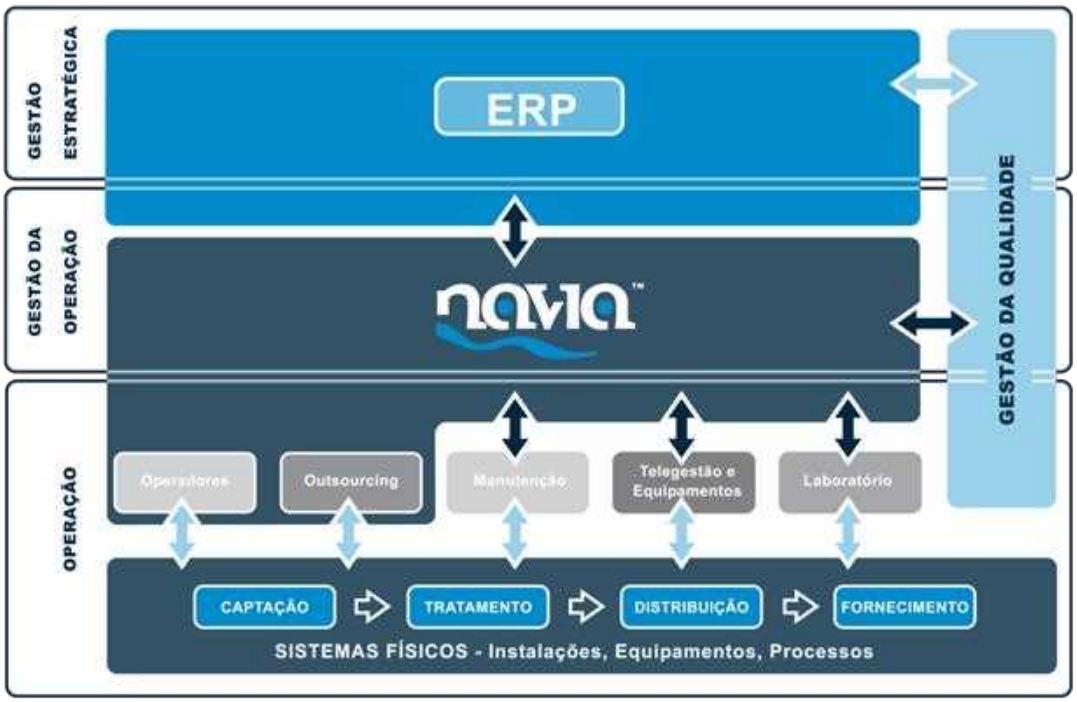


Fig. 1 – Camadas funcionais de uma organização que opera um sistema de água ou água residual, onde são mencionados os programas informáticos mais usuais e é indicado o posicionamento do **NAVIA™.**

Fica por preencher uma “camada intermédia” que agregue e ligue todos estes processos e respectivos programas especializados e que suporte as especificidades da gestão operacional.

Há várias justificações para este vazio:

Talvez começássemos por tentar perceber porque é que as incursões das aplicações do tipo ERP na área da operação falham normalmente. Porque a realidade é que o cerne destes programas é financeiro e administrativo, o que obriga a uma grande rigidez de parametrização e a uma grande abstracção de conceitos. Ora, o dia-a-dia da operação acontece em tempo real e não se compadece com este espartilhar de procedimentos. Por outro lado a natureza dos dados e da informação da operação é, além de muito dinâmica, muito diferente da dos ERP.

Também há tentativas de, a partir das aplicações especializadas que estão no terreno suportar a gestão operacional. Estas tentativas são sempre condicionadas pela especialização da plataforma de origem e nunca conseguem abranger a totalidade do processo operacional nem responder às necessidades dos técnicos.

Avaliando esta dificuldade decidiu a equipa **NAVIA™** lançar em 2002 um projecto de I&D com o objectivo de desenvolver a referida plataforma agregadora e de gestão operacional. Teve os seguintes requisitos iniciais:

Desenvolver a solução em parceria estreita com os técnicos e os operadores que estão no terreno.

Responder às dificuldades concretas do dia-a-dia dos técnicos, posicionando-se como uma ferramenta que lhes facilita o trabalho e não como mais uma aplicação que alguém lhe impôs e que lhe acrescenta mais trabalho.

Numa primeira fase dar resposta às dificuldades dos técnicos e apenas numa segunda olhar para as necessidades da gestão estratégica.

Ser especializada e orientada para o sector.

Ser completamente configurável e adaptável ao modelo de trabalho da equipa operacional.

Ser agregadora de dados, considerando de base a integração com outras aplicações informáticas especializadas.

Possibilitar a realização de uma gestão em tempo-real, induzindo pro-actividade e apoio à decisão.

Sistema com mobilidade.

Acabar com a utilização do papel para os registos do dia-a-dia da operação.

Os pressupostos mencionados, aliados à grande experiência de terreno que a equipa **NAVIA™** detém, à ambição que foi colocada no projecto e à objectividade com que o mesmo foi abordado, levou ao desenvolvimento de uma plataforma que na realidade responde às necessidades dos técnicos e das empresas. O resultado deste projecto é a actual versão da plataforma **NAVIA™** que está a ser implementada em larga escala nas empresas que operam sistemas de água, posicionando-se como uma referência para o sector e abrangendo transversalmente toda a hierarquia da empresa, como a figura seguinte tenta sintetizar.

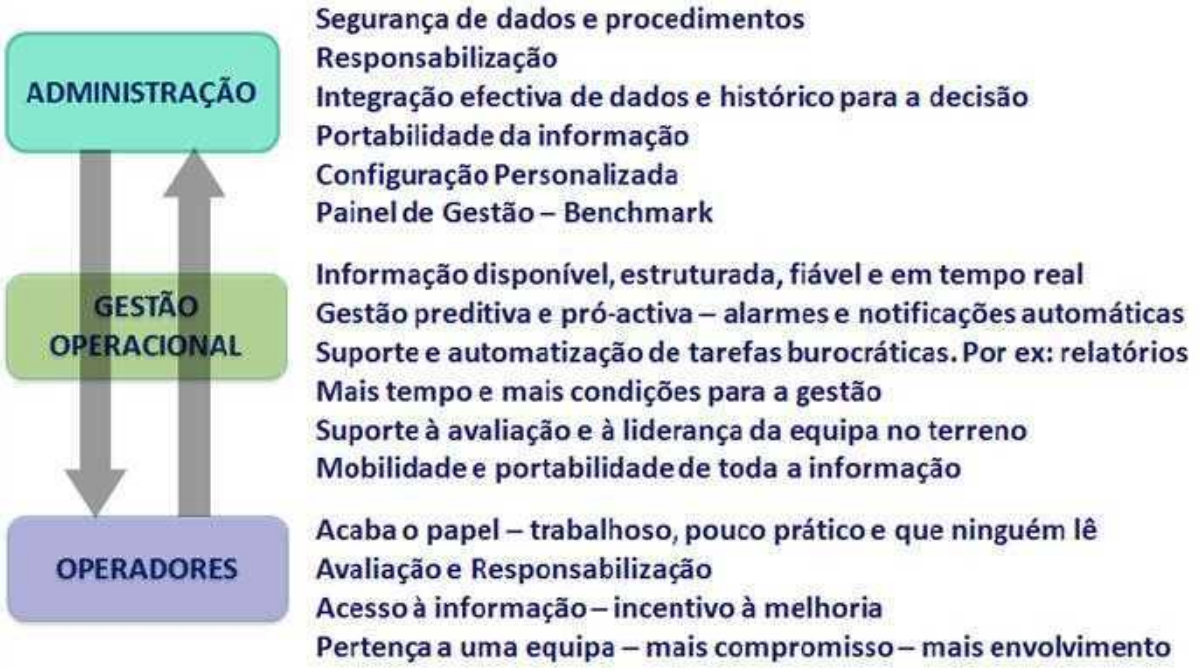


Fig. 2 – Vantagens e ganhos **NAVIA™**, na perspectiva corporativa de uma empresa que opera sistemas de água ou efluentes.

2. A PLATAFORMA INFORMÁTICA NAVIA™

2.1 Âmbito da solução

O **NAVIA™** é uma ferramenta de produtividade baseada numa aplicação informática que suporta todos os processos associados à **OPERAÇÃO** de sistemas, que é transversal a todo o ciclo hidrológico e que abrange a empresa na sua globalidade.

É uma plataforma de trabalho colaborativo, que todos os intervenientes no dia-a-dia da operação utilizam na medida das suas responsabilidades e de acordo com as suas permissões.

Outra característica fundamental da aplicação é ser completamente configurável e parametrizavel pelos utilizadores, o que permite a criação de um modelo de funcionamento adequado à realidade das empresas e dá uma grande autonomia aos técnicos. Deixam de ser necessárias intervenções externas para realizar alterações às parametrizações e forma de trabalhar da empresa. De uma forma muito simples e intuitiva são realizadas de pelos próprios técnicos.

A plataforma NAVIA™ suporta os seguintes processos de gestão operacional:

- Gestão, definição e planeamento de trabalho:
- Agenda: geração automática do plano de trabalho para turnos e equipas
- Rondas: planeamento, registo e análise.
- Tarefas/Registos: planeamento, registo e análise.
- Gestão de Reagentes: recepção, consumo, stocks, qualidade.
- Placard/E-mail: solução de comunicação interna.
- Ocorrências/Incidentes: registo, tratamento e análise.
- Gestão de Resíduos: controlo do processamento de lamas e gradados.
- Alarmes/Notificações: sistema automático de alertas.
- Controlo Analítico: Planeamento e execução.
- Contabilização de Caudais: aquisição, controlo e emissão de relatórios de facturação.
- Relatórios e Indicadores: consulta, edição e análise de dados.
- Integração com outros SI: telegestão, manutenção, laboratório, ERP.

Os processos mencionados são suportados globalmente pela aplicação informática NAVIA™ que passa a ser o único repositório de dados e a única ferramenta de gestão e de operação que toda a equipa utiliza: dos operadores aos gestores.

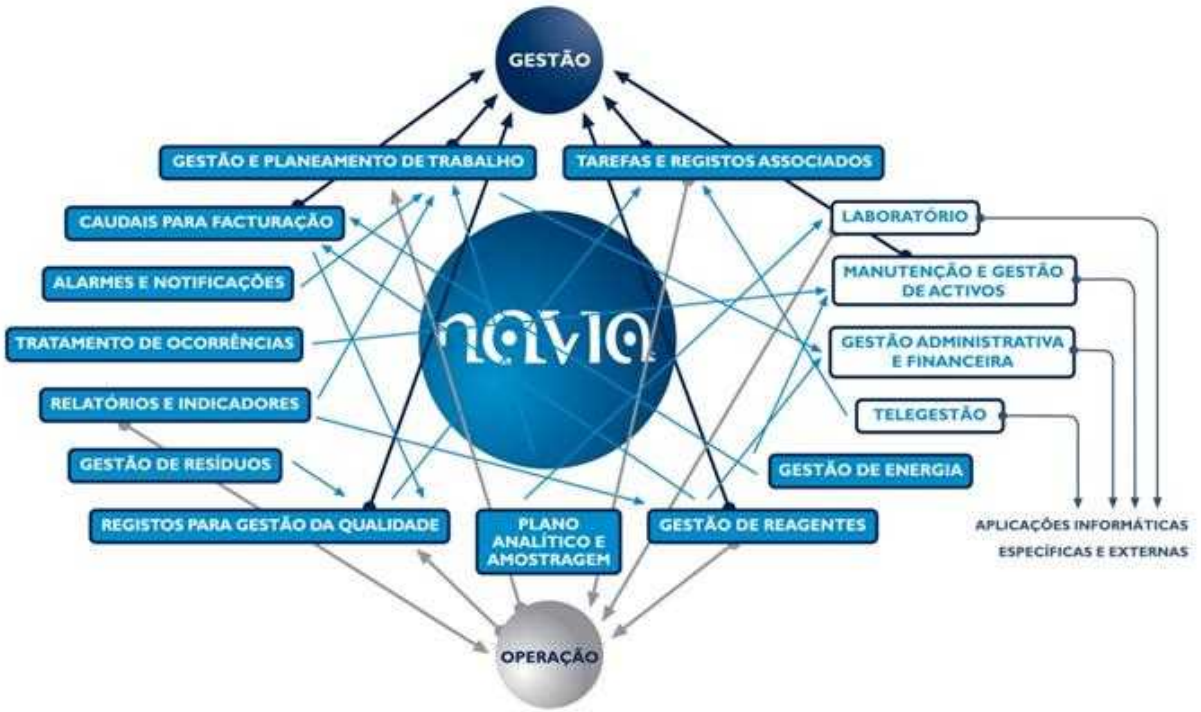


Fig. 3 – **NAVIA™-** uma aplicação informática para toda a equipa e para todos os processos operacionais. A azul os processos operacionais que o sistema suporta. A branco a integração de dados com outras aplicações informáticas.

2.2 Características principais

A equipa passa a utilizar uma única aplicação informática o que acrescenta uma perspectiva global à gestão e a enriquece com as seguintes vantagens:

INTEGRAÇÃO – Uma única aplicação para todos os dados. Prevê de base a integração com softwares específicos, por ex. Telegestão, Manutenção e Laboratório.

TEMPO REAL – A gestão passa a ter todas as condições para ser realizada em tempo real. A perspectiva passa a ser preditiva em vez da clássica abordagem correctiva.

PRÓ-ACTIVIDADE – Um conjunto de automatismos do tipo alarmes e notificações alertam para situações ou desvios "perigosos".

DESMATERIALIZAÇÃO – Acaba o papel na operação. De acordo com a dimensão dos sistemas podem estar em causa centenas de registos por semana, que passam a estar disponíveis para consulta em tempo real e geram alarmes se for essa a situação.

MOBILIDADE – Naturalmente o **NAVIA™** está onde estiverem os seus utilizadores. É uma aplicação WEB, que é instalada apenas num servidor e que pode ser utilizada a partir de qualquer computador. Com toda a segurança pode ser utilizado a partir de um portátil em qualquer lado. Para os operadores é disponibilizada uma solução de terreno baseada em terminais industriais do tipo PDA, que lhes dá toda a autonomia de movimento, ao mesmo tempo que é robusta e impõe mecanismos de controlo de trabalho.

APOIO À DECISÃO – Um conjunto de ferramentas de consulta e de reporting dão o feed-back necessário para a análise de resultados e implementações de melhorias. Todos os dados da operação são consultáveis sob as mais diversas perspectivas.

COMPLETO – Todos os processos associados á gestão operacional são suportados pela aplicação.
FLEXÌVEL – Adapta-se à realidade de cada empresa, permitindo implementar os seus princípios de organização e gestão. O sistema é totalmente configurável pelos técnicos da empresa.
AMIGÁVEL – Ambiente de trabalho adaptado às necessidades, interesses e capacidades dos utilizadores.
ROBUSTO E SEGURO – Desde de 2005 que inúmeros processos de gestão operacional e centenas de utilizadores estão 24h/24h dependentes do sistema. A disponibilidade é 100%.

2.3 O principio de funcionamento – WORKFLOW DA OPERAÇÃO

Na gestão operacional o controlo do factor trabalho é um processo preponderante. Ao conceito de gestão operacional unificada o **NAVIA™** acrescenta a gestão das equipas e do trabalho, seja este realizado com recursos próprios, seja em regime de *outsourcing*.
É implementado um work-flow natural nesta actividade. A gestão passa a dispor de um conjunto de ferramentas de especificação e planeamento do trabalho. Os operadores realizam no sistema todos os registos associados às suas tarefas. O ciclo é fechado com a disponibilização de dados para avaliação e análise, criando-se as condições necessárias para a melhoria e a optimização dos resultados.



Fig. 4 – **NAVIA™-** O work-flow do dia-a-dia da operação – Suporte ao planeamento do trabalho e à respectiva execução e avaliação

Relativamente ao **PLANEAMENTO** do trabalho, a plataforma **NAVIA™** disponibiliza ferramentas para o planeamento de processos (tarefas, rondas e registos), de recursos humanos (atribuição de tarefas) e de outros recursos (reagentes, energia e equipamentos).

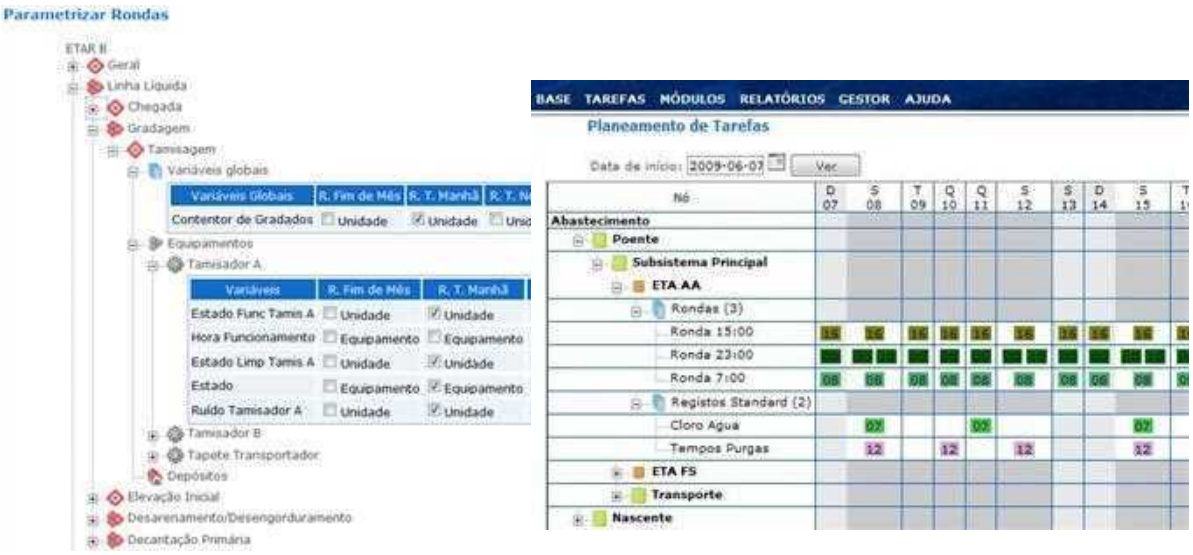


Fig. 5 – **NAVIA™-** Aspecto da parametrização e do planeamento de tarefas de operação

O **REGISTO** de dados pode ter diversas origens e ser realizado através de diferentes procedimentos, nomeadamente:

- registos dos operadores;
- registos automáticos;
- registos de gestão;
- registos com origem noutras aplicações informáticas;
- registos de laboratórios;
- registos de colaboradores de empresas subcontratadas.



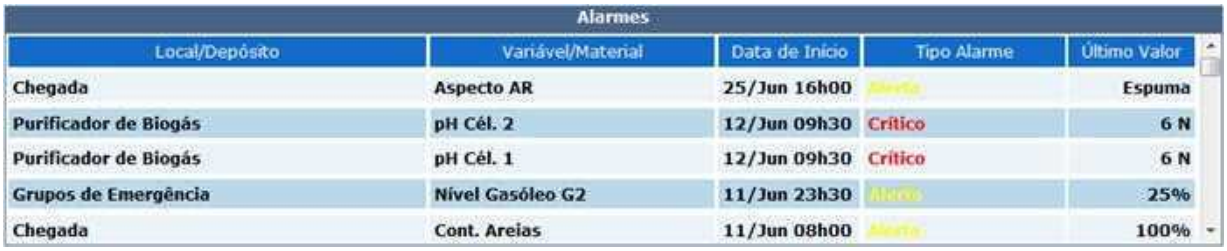
Fig. 6 – **NAVIA™-** Agenda do Turno e formulário de registo de uma tarefa em computador



Fig. 7 – **NAVIA™-** Registo de tarefas em PDA

Relativamente à **INFORMAÇÃO** dos diferentes processos de operação, a plataforma **NAVIA™** disponibiliza um vasto conjunto de ferramentas, nomeadamente:

- agenda: geração automática das tarefas e actividades dos turnos;
- *placard*: substitui o tradicional *placard* de cortiça, passando as comunicações entre a equipa a serem feitas de forma controlada, sabe-se quem e quando emitiu e tomou conhecimento;
- *e-mail* interno: meio de comunicação dirigido de um emissor para um receptor;
- alarmes: geração, em tempo real, de alarmes relativos a variáveis e a ocorrências (p.e., nível mínimo de *stock* de reagente, equipamento x avariado, variável y VLE, etc.);
- notificações: comunicação automática e dirigida de ocorrências que requerem intervenção;
- repositório de documentos para consulta na operação;
- gestão de acessos e de permissões;
- controlo de acessos e de trabalho realizado.



Alarmes

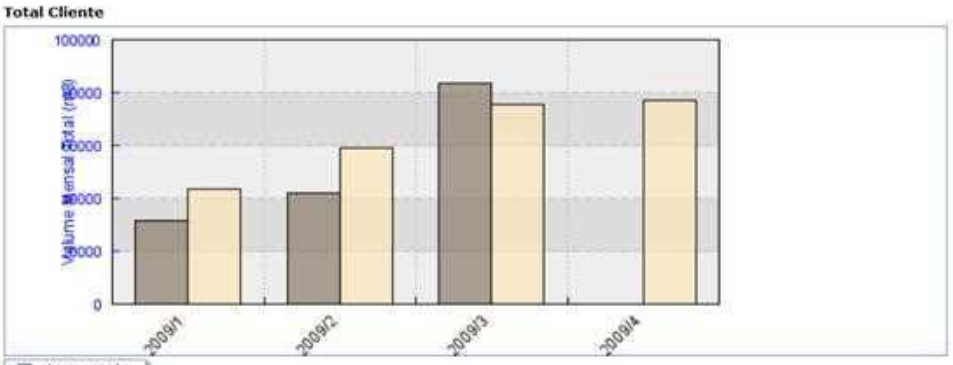
Local/Depósito	Variável/Material	Data de Início	Tipo Alarme	Último Valor
Chegada	Aspecto AR	25/Jun 16h00	Alerta	Espuma
Purificador de Biogás	pH Cél. 2	12/Jun 09h30	Crítico	6 N
Purificador de Biogás	pH Cél. 1	12/Jun 09h30	Crítico	6 N
Grupos de Emergência	Nível Gasóleo G2	11/Jun 23h30	Alerta	25%
Chegada	Cont. Areias	11/Jun 08h00	Alerta	100%

Fig. 8 – **NAVIA™-** Aspecto do interface de alarmes

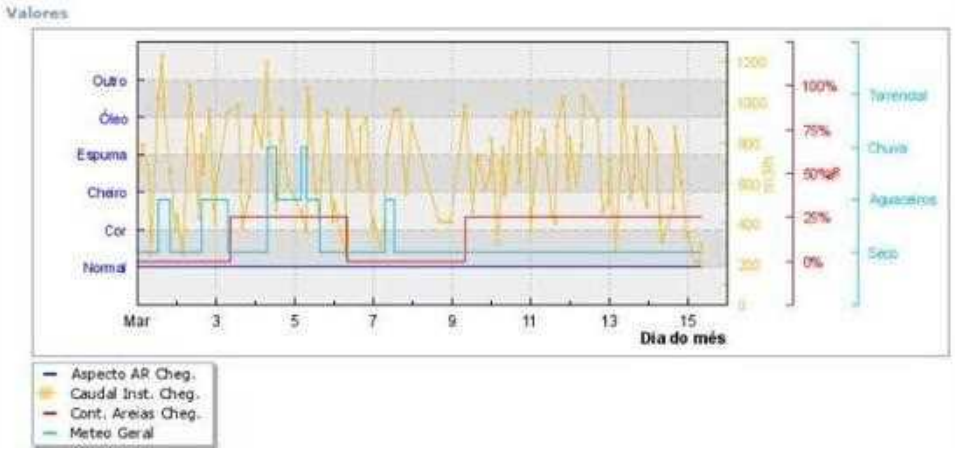
Do ponto de vista da **ANÁLISE E AVALIAÇÃO** da informação, a plataforma **NAVIA™** permite a elaboração dos seguintes tipos de relatórios e consultas:

- controlo de pessoal;
- controlo de processo;
- consumos;
- alarmes.
- quantidades;
- ocorrências..

A introdução da plataforma **NAVIA™** na operação dos sistemas permite eliminar a documentação em papel tradicionalmente utilizada nas rotinas de Operação, passando esta informação a estar disponível em tempo real de forma muito mais funcional num sistema de informação.



Período	Volume (m3)		
2009 Janeiro	31 567	2008 Janeiro	43 315
2009 Fevereiro	41 900	2008 Fevereiro	59 246
2009 Março	83 491	2008 Março	75 262
2009 Abril	N/D	2008 Abril	77 146
Volume Total	156 958		254 969



Consulta de Tarefas

Tipo de Tarefa: Todas
Planos:
Validação: Todas
Período: 01/Abr 00h00 até 02/Abr 09h50
Tarefas:

Tipo	Descrição	Planeada	Executada	Estado	Operador	Validada	
Rnd	Ronda Inicio de Turno	01/Abr 00h00	01/Abr 00h00	Executada		✓	[Ver]
Std	Registo Ultra-Violeta	01/Abr 01h00	01/Abr 01h00	Executada		✓	[Ver]
Rnd	Ronda Intermédia	01/Abr 04h00	01/Abr 04h00	Executada		✓	[Ver]
Rnd	Ronda Final	01/Abr 07h00	01/Abr 07h00	Executada		✓	[Ver]
Rnd	Ronda Inicio de Turno	01/Abr 08h00	01/Abr 08h00	Executada		✓	[Ver]
Std	Registo Decantabilidade	01/Abr 08h30	01/Abr 08h30	Executada		✓	[Ver]
Std	Registo Ultra-Violeta	01/Abr 09h00	01/Abr 09h00	Executada		✓	[Ver]
Std	Registo Cogeração	01/Abr 09h30	01/Abr 09h30	Executada		✓	[Ver]
Std	Registo Desidratação	01/Abr 11h00	01/Abr 11h00	Executada			[Ver]
Rnd	Ronda Final	01/Abr 15h00	01/Abr 15h00	Executada			[Ver]

Fig. 9 – **NAVIA™-** Exemplos de consultas e de relatórios – relatório de caudais para facturação, consulta de variáveis e consulta de tarefas realizadas

3. A EXPERIÊNCIA ACTUAL - GANHOS E VANTAGENS ALCANÇADOS COM O *NAVIA*™

A experiência que várias empresas têm com a utilização do **NAVIA™**, permite elencar alguns casos concretos em que se verificaram ganhos significativos, nomeadamente:

Controlo de Custos:

O fecho do mês dos consumos de reagentes é automático, controlado e feito em tempo real.

Estão disponíveis relatórios sobre os consumos de reagentes orientados para a contabilidade

GANHOS:

- O fecho de um período mensal de consumo de reagentes que obriga à compilação de Encomendas, Guias de transporte e Facturas e à imputação de consumos a “ordens internas”, está disponível de forma segura e controlada em tempo real.

- As várias horas de carregamento de dados na contabilidade passam a poucos minutos, uma vez que a informação necessária está disponível e compilada numa única consulta.
- A gestão de stocks é feita, sem acréscimo de trabalho, em tempo real.

Aumento da produtividade e avaliação do trabalho:

Em todos os sistemas em que até hoje foi adoptado o **NAVIA™**, dezenas de formulários em papel e Excel foram substituídos por registos em computador ou PDA.

GANHOS:

- O trabalho dos operadores é planeado, controlado e avaliado em tempo real pelas chefias.
- Os registos sobre as actividades de operação são realizados de forma mais expedita e controlada.
- Desmaterialização de registos.
- A Gestão da operação não tem que despender tempo a analisar "papeis" e dados provenientes de várias fontes. Toda a informação está disponível on-line, em tempo real e no local mais adequado.
- Garantia de qualidade, de fiabilidade e de disponibilidade de dados.

Optimização de custos do factor do trabalho:

Em algumas empresas o **NAVIA™** criou condições para suportar uma reestruturação de equipas, permitindo, por exemplo, a fusão de duas equipas de um determinado turno numa única equipa.

GANHOS:

- Ao agilizar procedimentos e registos e ao introduzir mobilidade optimiza-se o custo do factor trabalho

Diminuição substancial do peso administrativo dos processos:

Processamento documental e administrativo do envio de resíduos para destino final automatizado e controlado.

GANHOS:

- A pesada gestão administrativa que suporta o processamento de resíduos passa a ser feita de forma controlada e automatizada.

Controlo, justificação e validação de facturação a clientes:

Suporte e automatização da contabilização de volumes de água para facturação.

Fecho dos períodos de facturação é devidamente controlado e justificado.

GANHOS:

- O lançamento de volumes para facturação na contabilidade é feito a partir de relatórios automáticos e específicos.
- Diminuição considerável dos recursos administrativos e operacionais a afectar a esta tarefa.
- Segurança, justificação e validação dos caudais para facturação.
- A facturação ao cliente pode ser acompanhada de um relatório automático com os detalhes dos consumos.

Melhoria Global do serviço prestado:

Alarmes e Notificações Automáticos a partir de desvios de parâmetros.

Controlo total de procedimentos, de registos, de ocorrências e de incidentes.

GANHOS:

- Monitorização do Controlo de Qualidade automático e integrado sem acréscimo de trabalho, nomeadamente de registos.

Reporting e documentação da operação

Realização de relatórios da operação fortemente automatizada, simplificada e em tempo real.

GANHOS:

Os vários dias que são necessários para realizar a compilação de dados para um relatório são eliminados.

A avaliação do desempenho da operação é realizada em tempo real.

Implementação de uma plataforma de trabalho colaborativo

Toda a equipa, dos operadores aos gestores, utiliza uma única aplicação informática.

Completa e criteriosa gestão de permissões.

Toda a comunicação inter-equipa é realizada, registada e controlada.

GANHOS:

- Responsabilização.
- Avaliação do trabalho.

Suporte processual à implementação e gestão de sistemas certificados de controlo de qualidade e ambiente

Todas as evidências, todas as acções de controlo, a responsabilização e a identificação de quem fez e de quem avaliou e o suporte documental associado, são naturalmente suportados pelo **NAVIA™**. Acrescenta-se ainda um módulo de gestão de ocorrências que pode incluir o tratamento de não conformidades.

GANHOS:

- Manutenção do sistema de controlo de qualidade e ambiente permanente actualizado e controlado
- Excelente avaliação nas Auditorias associadas às certificações. Esta conclusão é validada pelas várias empresas que viram os seus processos auditados e certificados.

Rápida implementação da plataforma e autonomia na sua parametrização:

As implementações realizadas até ao momento foram todas muito rápidas e simples**.** Tipicamente em dois a três meses a plataforma está pronta a arrancar. Os projectos de implementação global têm uma duração típica de 20 semanas.

GANHOS:

- Processo de implementação rápido e que não consome muitos recursos à empresa.

- A rápida obtenção de resultados concretos cria uma dinâmica de implementação muito favorável.

A título de conclusão podemos afirmar que a plataforma **NAVIA**™ cria condições de trabalho para as equipas do terreno que fomentam os seguintes ganhos:

- Redução de custos associados à operação
- Melhoria global da eficiência das operações
- Aumento da produtividade
- A avaliação de desempenho
- Melhoria significativa da capacidade de resposta das equipas
- Melhor conhecimento da realidade operacional dos sistemas
- Melhoria da qualidade do serviço prestado
- Apoio à decisão
- Gestão de subcontratação
- Propriedade do know-how associado ao negócio
- Consistência e perenidade de dados
- Gestão em tempo real

Para informação mais detalhada: **www.navia.pt**

GESTÃO PATRIMONIAL DE INFRA-ESTRUTURAS EM SISTEMAS URBANOS DE ÁGUA
Uma metodologia estruturada

Helena ALEGRE[1]; Maria do Céu ALMEIDA[1]; Dídia COVAS[2]; Maria Adriana CARDOSO[1]; Sérgio Teixeira COELHO[1]

RESUMO

A gestão patrimonial de infra-estruturas (GPI) constitui, cada vez mais, uma actividade determinante para a garantia do cumprimento dos requisitos de desempenho dos sistemas urbanos de água. Por um lado, as infra-estruturas são sujeitas a diferentes causas de degradação ao longo do tempo; por outro, as exigências de desempenho tendem a aumentar. Em Portugal, este tema torna-se particularmente relevante com a entrada em vigor do Decreto-Lei N.º194/2009, relativo ao regime jurídico dos serviços municipais de abastecimento público de água, de saneamento de águas residuais urbanas e de gestão de resíduos urbanos, que requer que as entidades gestoras que servem mais do que 30 mil habitantes promovam e mantenham um sistema de gestão patrimonial de infra-estruturas.

Este artigo descreve a metodologia de GPI desenvolvida no âmbito do projecto AWARE -P. O projecto reúne três parceiros de investigação (LNEC e IST, Portugal; Sintef, Noruega), um parceiro tecnológico (Ydreams) e o regulador nacional ERSAR, bem como quatro parceiros utilizadores finais (AdP Serviços S.A, AGS S.A., SMAS Oeiras e Amadora e Veolia Agua) em torno do objectivo de dotar as entidades gestoras com os conhecimentos e as ferramentas necessárias para a tomada de decisão eficiente e bem fundamentada no âmbito da gestão patrimonial de infra-estruturas.

Um dos principais produtos do projecto são dois guias técnicos de apoio à GPI aos níveis estratégico, táctico e operacional, sendo uma das publicações dedicada aos sistemas de abastecimento de água e a outra aos sistemas de drenagem de águas residuais e pluviais. O presente artigo descreve em termos gerais o contexto, os objectivos e os principais passos da metodologia proposta.

PALAVRAS-CHAVE: gestão patrimonial de infra-estruturas, abastecimento de água, gestão de águas residuais e pluviais, planeamento, reabilitação.

[1] Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Avenida do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa
[2] Instituto Superior Técnico (IST), Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisboa

INTRODUÇÃO

A gestão patrimonial de infra-estruturas (GPI) constitui, cada vez mais, uma actividade determinante para a garantia do cumprimento dos requisitos de desempenho dos sistemas urbanos de água. Por um lado, as infra-estruturas são sujeitas a diferentes causas de degradação ao longo do tempo; por outro, as exigências de desempenho tendem a aumentar. Em Portugal, este tema torna-se particularmente relevante com a entrada em vigor do Decreto-Lei N.º194/2009, relativo ao "regime jurídico dos serviços municipais de abastecimento público de água, de saneamento de águas residuais urbanas e de gestão de resíduos urbanos", que requer que as entidades gestoras que servem mais do que 30 mil habitantes promovam e mantenham um sistema de gestão patrimonial de infra-estruturas.

Este artigo descreve a metodologia de GPI desenvolvida no âmbito do projecto AWARE-P. O projecto reúne três parceiros de investigação (LNEC e IST, Portugal; Sintef, Noruega), um parceiro tecnológico (Ydreams) e o regulador nacional ERSAR, bem como quatro parceiros utilizadores finais (AdP Serviços S.A, AGS S.A., SMAS Oeiras e Amadora, Veolia Agua) em torno do objectivo de dotar as entidades gestoras com os conhecimentos e as ferramentas necessárias para a tomada de decisão eficiente e bem fundamentada no âmbito da gestão patrimonial de infra-estruturas. Os produtos previstos são: dois guias técnicos de apoio à GPI aos níveis estratégico, táctico e operacional; um *software* de apoio à GPI, preparado para uso pelas entidades gestoras; um portal de divulgação, documentação e acesso aos produtos do projecto; acções de formação presencial e materiais para *e-learning*; e a produção escrita científica própria de um projecto de I&D. Todos os resultados do projecto serão do domínio público.

Um dos principais produtos do projecto são dois guias técnicos de apoio à GPI aos níveis estratégico, táctico e operacional, sendo uma das publicações dedicada aos sistemas de abastecimento de água e a outra aos sistemas de drenagem de águas residuais e pluviais. Esta abordagem serve de base às restantes ferramentas desenvolvidas no âmbito do projecto, nomeadamente ao *software* actualmente em fase de desenvolvimento.

Os guias têm como objectivo orientar as entidades gestoras de sistemas de abastecimento de água e de drenagem de águas residuais e pluviais que decidam pôr em prática uma estratégia proactiva de gestão patrimonial de infra-estruturas, para a qual a reabilitação assume um papel central. Pretendem constituir instrumentos de apoio à gestão técnica que, assentando em bases técnico-científicas sólidas e actuais, tenham um carácter essencialmente prático. A abordagem proposta propicia a utilização de técnicas inovadoras, científica e tecnicamente robustas e concretizadas em instrumentos amigáveis, operacionais e eficazes, de forma a potenciar a evolução no sentido de melhorar a qualidade do serviço prestado aos utilizadores, garantindo a sustentabilidade infra-estrutural, operacional, económico-financeira e ambiental das entidades gestoras portuguesas.

É apresentada uma abordagem estruturada de actuação, organizada por níveis de decisão (estratégico, táctico e operacional), tendo-se procurado que seja bastante abrangente e exaustiva. Saliente-se que o objectivo é contribuir para melhorar e estruturar a forma de actuação das entidades gestoras relativamente à gestão patrimonial de infra-estruturas, não devendo ser encarada como um receituário rígido a aplicar.

OS TRÊS NÍVEIS DE PLANEAMENTO

Independentemente da complexidade e do grau de desenvolvimento das organizações e dos sistemas em causa, a GPI requer (Alegre e Covas, 2010; Almeida e Cardoso, 2010):

- uma visão macro, de conjunto, a nível **estratégico** – ou *olhar para a floresta*;
- uma visão intermédia, a um nível **táctico** – ou *olhar para a árvore*; e
- uma visão de pormenor, a nível **operacional** – ou *olhar para a folha*.

O nível estratégico tem em vista definir a direcção para onde a organização pretende ir a longo prazo, nos aspectos relevantes para a gestão patrimonial das infra-estruturas. O nível táctico define o caminho a seguir a médio prazo, estabelecendo as prioridades de intervenção e as soluções a adoptar. O nível operacional corresponde a percorrer esse caminho, ou seja, à programação de curto prazo e à execução das acções previstas. O Quadro 1 sintetiza as principais características de cada um destes três níveis de decisão.

Quadro 1 – Características dos níveis de decisão (Alegre e Covas, 2010)

Níveis	Estratégico	Táctico	Operacional
Escala	Macro-escala	Escala intermédia	Pormenor
Âmbito	Sistema global	Subsistemas e compon. críticos	Grupos de componentes
Tipo de acção	Define a direcção	Define o caminho	Executa
Responsável	Administrador da infra-estrutura	Gestor da infra-estrutura	Chefe da operação da infra-estrutura
Resultados	Estratégias	Tácticas	Programa de acções
Horizonte temporal	Longo prazo (10 a 20 anos)	Médio prazo (3 a 5 anos)	Curto prazo (1 a 2 anos)

PROCESSO INTEGRADO DE PLANEAMENTO

A Figura 1 esquematiza o processo de planeamento integrado de GPI, indicando as principais relações entre os três níveis de planeamento atrás referidos.

O processo de planeamento, em qualquer dos três níveis apontados, assenta em seis fases principais (**Erro! A origem da referência não foi encontrada.**: estabelecimento de objectivos, critérios de avaliação, medidas de desempenho e metas; elaboração de um diagnóstico; produção do plano; implementação do plano; monitorização do plano; revisão do plano.

No caso das pequenas e médias entidades gestoras, o "plano" pode ser um documento simples e sintético, que resuma os principais objectivos, metas e, consoante o nível de planeamento, as estratégias, tácticas ou acções a implementar.

O processo de GPI segue os princípios de melhoria contínua estabelecidos na norma NP EN ISO 9001: 2000, relativa aos sistemas de gestão da qualidade, e na norma NP EN ISSO 14001: 2004, relativa aos sistemas de gestão ambiental, através de uma abordagem PDCA. O acrónimo, adoptado também nas versões portuguesas das normas,

corresponde a *Plan-Do-Check-Act* (em português: Planear-Executar-Verificar-Actuar). A Figura 3 apresenta esquematicamente a abordagem de melhoria contínua PDCA.



Figura 1 - Processo integrado de planeamento de GPI e interligações entre os diferentes níveis

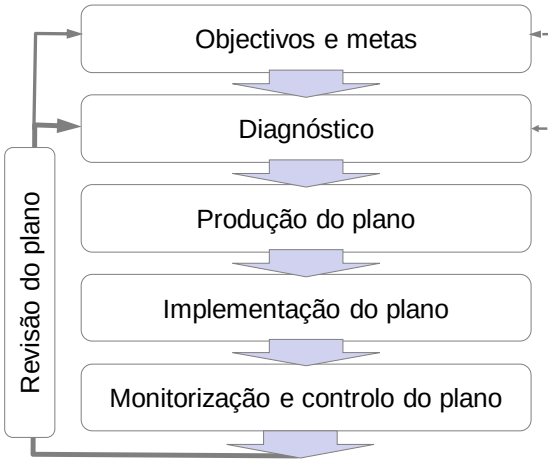


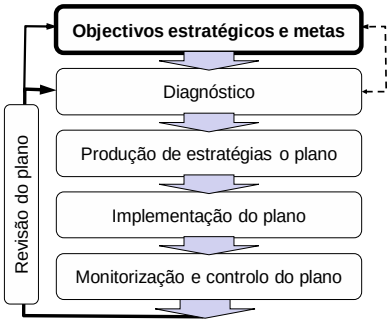
Figura 2 - Fases do processo de planeamento a aplicar em cada um dos níveis



Figura 3 – Abordagem PDCA de melhoria contínua

Nesta abordagem o planeamento assume especial relevância e compreende três fases principais: (i) identificação do problema através da comparação do desempenho do sistema com os objectivos estabelecidos, (ii) estabelecimento de um diagnóstico com vista à investigação das causas e (iii) identificação de alternativas de resolução do problema e selecção da solução a adoptar.

É importante garantir que os planos se mantêm actualizados em qualquer um dos três níveis de decisão. Para o efeito, há que definir mecanismos de actualização periódica que garantam a existência de orientações claras para um período correspondente ao horizonte do respectivo plano, sendo necessário integrar no plano revisto um novo período igual ao tempo entre revisões. O tempo entre revisões, em geral, deverá ser da ordem de 1/5 a 1/3 da duração do respectivo plano, o que conduz a revisões mais espaçadas a nível estratégico do que ao nível operacional.



Nas secções seguintes indicam-se as principais actividades a desenvolver em cada um dos níveis de planeamento.

PLANEAMENTO ESTRATÉGICO

Passos fundamentais

Os principais passos do planeamento estratégico são sintetizados de seguida:

Passo 1 – Definição de objectivos, medidas e metas

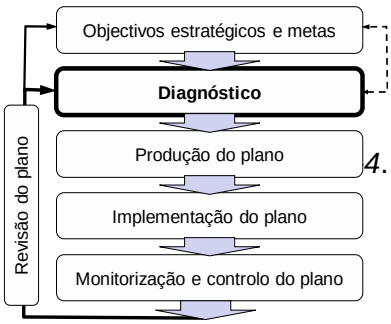
Deverão ser definidos objectivos estratégicos globais para a organização que sejam relevantes para a GPI. Deverão ser ambiciosos, viáveis e compatíveis entre si. Deverão estar orientados para a melhoria da qualidade e da sustentabilidade do serviço prestado aos utilizadores. Recomenda-se a análise do conjunto de objectivos estabelecidos nas normas ISO 24510: 2007(E) e 24512: 2007(E), que podem ser ajustados ou complementados por cada entidade gestora:

- Objectivo 1: Protecção da saúde pública;
- Objectivo 2: Satisfação das necessidades e expectativas dos utilizadores;
- Objectivo 3: Fornecimento do serviço em condições normais e de emergência;
- Objectivo 4: Sustentabilidade da entidade gestora;
- Objectivo 5: Promover o desenvolvimento sustentável da comunidade;
- Objectivo 6: Protecção do meio ambiente.

Para cada objectivo, a entidade gestora deverá definir critérios de avaliação (aspectos ou perspectivas a ter em conta em cada objectivo), medidas de desempenho (parâmetros de avaliação de cada critério) e metas (valores a atingir para cada medida de desempenho). Um critério pode ser relevante para mais do que um objectivo; cada medida pode permitir avaliar mais do que um critério. Alguns exemplos de critérios de avaliação relevantes, das respectivas medidas de desempenho e dos objectivos a que se aplicam são:

- Avaliação do cumprimento dos requisitos de pressão (QS10-Adequação da pressão de serviço; QS11- Adequação do abastecimento na adução) *Objectivos 2-5*;
- Avaliação do cumprimento das normas de saúde pública e de qualidade da água (Qualidade da água fornecida) *Objectivos 1-5*;
- Sustentabilidade e integridade infra-estrutural

(Op16- Reabilitação de condutas; IVI-Índice de valor da Infra-estrutura;
Op27-Perdas reais por ramal; Op28-Perdas reais por comprimento
de conduta)



4.

Deverão ser definidas metas estratégicas de médio e de longo prazos, expressas para cada medida como valor absoluto ou variação relativa (por exemplo, reduzir 15%).

Passo 2 – Diagnóstico

Avaliação do desempenho actual

Deverá começar por se caracterizar a situação actual (de referência) calculando todas as medidas de desempenho seleccionadas e os respectivos desvios face às metas estabelecidas. Assim, é possível identificar os principais aspectos a melhorar. Os resultados deverão ser qualificados em, por exemplo, mau, aceitável, bom ou muito bom.

Análise do contexto externo global

Deverão ser identificadas as restrições e oportunidades externas do ponto de vista legal, contratual, regulatório, de desenvolvimento demográfico e económico, relevantes para a GPI. Salienta-se por exemplo a existência de oportunidades de financiamento, alterações significativas do contexto legal ou relatório e alterações significativas das necessidades de serviço decorrentes da evolução populacional e desenvolvimento económico da região.

Análise do contexto específico de cada entidade externa interveniente

Deverão ser identificados compromissos, necessidades e expectativas actuais e previsíveis a longo prazo das principais entidades externas intervenientes (e.g., clientes, comunidade, accionistas, administração nacional e regional, entidades reguladoras, entidades financiadoras).

Análise do contexto interno

Deverão ser identificadas as restrições e oportunidades em termos da estrutura da organização, dos recursos infra-estruturais, dos recursos humanos, dos recursos tecnológicos e dos recursos financeiros. Salienta-se pela sua importância para a GPI a análise dos recursos infra-estruturais, que requer:

- caracterização geral da infra-estrutura (incluindo localização e principais características físicas das origens de água, dos principais sistemas, subsistemas e andares de pressão e dos componentes com maior relevância para o serviço);
- avaliação do estado de conservação dos componentes identificados no ponto anterior (e.g., idade, qualidade de construção e de intervenções de reparação, observações/inspecções);
- avaliação do desempenho funcional dos componentes identificados e dos sistemas no seu todo, dando mais relevância aos aspectos identificados como problemáticos.

Análise SWOT (Strengths, Weaknesses, Opportunities, Threats)

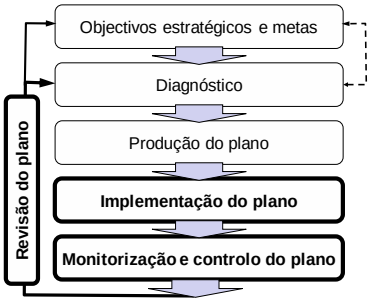
Com base nos resultados dos pontos anteriores, deverá ser efectuada uma análise SWOT, que consiste na sistematização das principais oportunidades e ameaças, bem como dos principais pontos fortes e fracos da entidade gestora, de modo a sustentar o estabelecimento das estratégias de GPI.

Após a realização da análise SWOT deverá proceder-se à verificação e a eventuais ajustes das metas estabelecidas.

Passo 3 – Formulação de estratégias e produção do plano

Com base nos resultados dos passos 1 e 2, deverão ser formuladas as estratégias. Possíveis estratégias são:

- E1 - Realizar intervenções de reabilitação faseadas
- E2 - Promover o controlo de perdas de água
- E5 - Ajustar a estrutura hierárquica e os modelos de decisão que permitam gerir a infra-estrutura de modo sustentável.



A produção do plano consiste na redacção de um documento sintético que contenha:

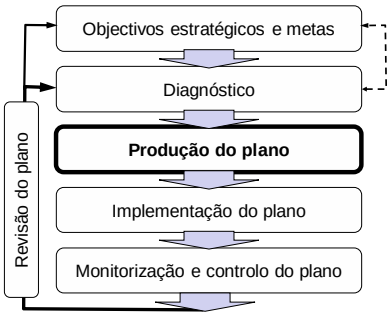
- visão e missão da organização;
- objectivos estratégicos, critérios, medidas e metas a atingir;
- síntese do contexto externo e interno;
- oportunidades, ameaças, pontos fortes e pontos fortes (resultados da análise SWOT);
- estratégias;
- mecanismos de monitorização, avaliação e de revisão do plano.

Passo 4 – Implementação, monitorização e revisão do plano

A implementação do plano estratégico consiste no desenvolvimento de planos tácticos e operacionais com ele articulados e coerentes.

A monitorização requer a avaliação dos resultados efectivamente obtidos, expressos nas medidas de desempenho seleccionadas, a comparação com as respectivas metas e a identificação de eventuais desvios.

A revisão do plano envolve a interpretação das causas dos desvios, a identificação de medidas de melhoria e actualização de metas e de estratégias. Pode eventualmente requerer ajustes nos objectivos estratégicos.

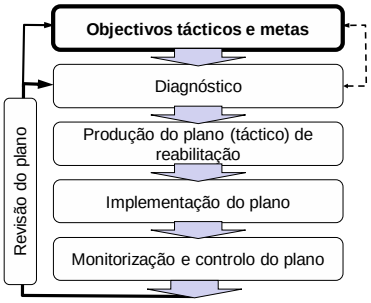


Informação necessária

A informação necessária para preparar o plano estratégico inclui:

- visão e missão da organização;
- dados necessários ao cálculo das medidas de desempenho ao nível global do sistema;

- restrições e oportunidades externas do ponto de vista legal, contratual, regulatório, de desenvolvimento demográfico e económico-financeiro;
- compromissos, necessidades e expectativas actuais e previsíveis a longo prazo das diversas partes interessadas, em especial dos consumidores;
- restrições e oportunidades internas da organização relativas à estrutura e aos recursos humanos, tecnológicos e financeiros;
- macro-caracterização da infra-estrutura existente e da sua condição física e funcional.



PLANEAMENTO TÁCTICO

Passos fundamentais

A designação **plano de gestão patrimonial de infra-estruturas** corresponde normalmente ao plano de nível táctico. Contém subplanos, nomeadamente o plano (táctico) de intervenções infra-estruturais, que se refere às intervenções físicas (obras) de reabilitação e de expansão, e o plano (táctico) de operação e manutenção. Deverá também contemplar os aspectos de gestão e de informação considerados relevantes.

É ao nível da reabilitação que se colocam dúvidas sobre o estabelecimento de prioridades e comparação de alternativas, uma vez que as expansões são em geral obras de carácter imperativo, condicionadas por factores de desenvolvimento externo. Assim, os principais passos do planeamento táctico sintetizados a seguir centram-se na reabilitação.

<u>Passo 0 – Estabelecimento da equipa e definição do âmbito geográfico e temporal do plano</u>

O processo de elaboração de um plano táctico requer a constituição de uma equipa, preferencialmente multidisciplinar, responsável não só pela elaboração do plano como também pelo envolvimento efectivo de toda a organização.

Deverá definir-se claramente qual a infra-estrutura a que se refere o plano, a delimitação da área por ela servida, e o horizonte temporal de planeamento, que deverá ser de 3 a 5 anos. O âmbito geográfico poderá ser mais limitado do que o do plano estratégico – em organizações mais complexas, pode haver mais do que um plano táctico de GPI de modo a cobrir toda a área servida.

<u>Passo 1 – Definição de objectivos, medidas e metas</u>

Deverão ser definidos objectivos tácticos concretos, pragmáticos, compatíveis entre si, mensuráveis e coerentes com as estratégias da organização. Para garantir esta coerência, uma possível solução consiste na definição destes objectivos com base nos critérios de avaliação definidos a nível estratégico.

Para cada objectivo táctico, deverão ser definidos critérios e medidas de avaliação de desempenho. Sugere-se que estas medidas sejam as mesmas que as do nível estratégico, complementadas com outras que se afigurem relevantes para o caso concreto.

Uma vez definidas as medidas de desempenho, deve-se estabelecer metas, neste caso de médio prazo, que deverão ser coerentes com as definidas no nível estratégico. Podem eventualmente admitir-se metas mais permissivas ou exigentes para subsistemas individuais, desde que se garanta o cumprimento das metas globais para toda a organização. O estabelecimento das metas sectoriais pode e deverá atender às consequências de incumprimento das metas globais para o sector em análise.

Passo 2 – Diagnóstico

O diagnóstico tem como objectivo a identificação dos principais problemas existentes e das respectivas causas de modo a definir prioridades de actuação. Compreende:

- Identificação e avaliação da informação;
- Recolha de informação e avaliação de desempenho.

Passo 2.1 – Diagnóstico: identificação e avaliação da informação

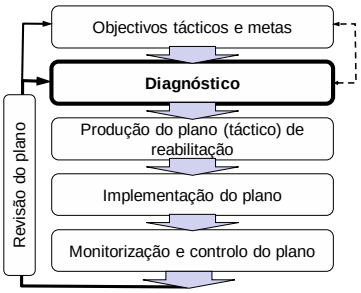
Deverá proceder-se à identificação e à avaliação dos dados necessários para:

- a caracterização do sistema;
- a identificação de anomalias;
- a previsão da evolução a médio e a longo prazo das solicitações de serviço e da degradação da condição física dos componentes.

Identificação da informação

A informação deverá ser a necessária e suficiente para suportar a avaliação de desempenho e fundamentar as tácticas. Os principais tipos de informação são:

- características físicas dos componentes da infra-estrutura (cadastro);
- informação operacional sobre a infra-estrutura (falhas, reparações, estado de conservação, registos de inspecções e de intervenções de manutenção);
- informação sobre o modo de funcionamento do sistema (condições de accionamento dos controlos existentes, registo do estado dos equipamentos, registo dos parâmetros hidráulicos e de qualidade da água);
- informação sobre solicitações de consumo de água (relativos à situação actual e às previsões de evolução);
- dados contabilísticos (relativos a investimentos, a intervenções de manutenção curativa e preventiva e a intervenções de reabilitação).



Identificação e localização dos dados existentes e respectiva avaliação

Deverá localizar-se a origem da informação relevante e classificar a fiabilidade (grau de confiança) e exactidão (erro) desta informação. Os sistemas de indicadores de desempenho da IWA e da ERSAR apresentam recomendações para o estabelecimento de bandas de confiança, combinando as duas vertentes de fiabilidade e de exactidão dos dados: a fiabilidade pode ser classificada em três categorias e a exactidão em quatro classes.

Identificação de lacunas de informação

Deverá proceder-se à identificação da informação com bandas de confiança insuficientes e de lacunas de informação assim como das razões da existência das mesmas.

Recomendações para a melhoria da qualidade da informação

Deverão especificar-se recomendações quanto à forma de proceder à recolha, ao arquivo e à actualização da informação existente e em falta. Os principais aspectos a contemplar na elaboração de recomendações são:

- a qualidade dos dados;
- a coerência entre fontes de informação;
- a facilidade de utilização;
- a integração das fontes de informação;
- o procedimento de actualização.

Passo 2.2 – Recolha de informação e avaliação de desempenho

Identificação de componentes críticos e discretização em áreas de análise

A identificação das zonas com maior prioridade de intervenção requer que a avaliação de desempenho seja efectuada por subconjuntos da globalidade da infra-estrutura, devendo começar-se por identificar os componentes críticos (que constituem o sistema hidráulico principal) e delimitar cada uma das áreas de análise.

Avaliação da situação de referência

Deverá proceder-se à avaliação do desempenho actual do sistema e à identificação dos principais problemas existentes em cada área de análise e para o sistema hidráulico principal, com base nas medidas de desempenho estabelecidas.

Previsão da situação futura no cenário de statu quo

Deverá proceder-se à previsão do desempenho futuro de cada área de análise e do sistema hidráulico principal, face às novas solicitações e à degradação do estado de conservação da infra-estrutura para o caso de não serem realizadas intervenções de reabilitação e de se manterem as práticas de manutenção actuais. Esta previsão deverá ser efectuada para o horizonte do plano táctico e para o horizonte de longo prazo escolhido (*e.g.*, 20 anos).

Avaliação pormenorizada das áreas e dos componentes prioritários

As duas etapas anteriores permitiram identificar os componentes críticos e as áreas de análise com prioridade de intervenção mais elevada do ponto de vista técnico. Esta etapa deverá incidir na análise em pormenor destes componentes e áreas de análise, assim como de outros que, embora apresentem um desempenho global aceitável, tenham problemas localizados a resolver, ou que sejam candidatos a reabilitação devido a factores externos ainda não tidos em conta (*e.g.*, compatibilização com obras em outras infra-estruturas).

A viabilidade e o grau de sofisticação das análises realizadas dependem da disponibilidade de informação. Nos casos em que a informação disponível seja muito limitada, esta etapa pode não ser realizada, sendo preferível dar início à recolha da informação em falta e à reabilitação dos componentes onde os problemas sejam mais evidentes. A análise

pormenorizada da situação actual e futura no cenário *statu quo* deverá consistir na identificação do tipo de problema existente e no estabelecimento do diagnóstico pormenorizado (*i.e.*, a identificação da causa do problema e da sua localização mais exacta dentro da área em análise)

Passo 3 – Produção do plano de GPI

A produção do plano táctico de GPI compreende:

- identificação e análise de alternativas de intervenção;
- formulação de tácticas;
- redacção do plano.

Passo 3.1 – Produção do plano: identificação e análise de alternativas de intervenção

Identificação de soluções alternativas de intervenção

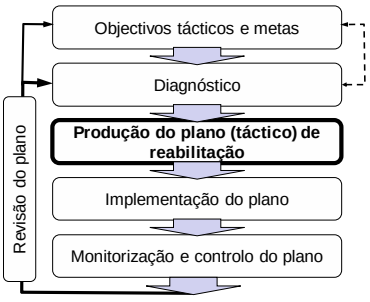
Deverá proceder-se à identificação, concepção e pré-dimensionamento de soluções alternativas de intervenção para os problemas e causas identificados em cada área de análise. As alternativas podem ser exclusivamente infra-estruturais (i.e., obras de reabilitação), corresponder a alterações ao modo de operação e manutenção ou ser uma combinação destas duas.

Previsão do desempenho futuro de cada uma das soluções alternativas identificadas

Deverá ser avaliada a viabilidade técnica e económica de cada solução alternativa numa perspectiva de longo prazo. Esta análise deverá envolver no mínimo a avaliação do desempenho de cada área prioritária em termos qualitativos, empíricos, eventualmente feita de forma agregada para cada critério.

Selecção da melhor solução para cada área de análise

A selecção da melhor solução alternativa para cada área deverá procurar assegurar um equilíbrio entre o custo, o desempenho e o risco, tomando como base todo o período de análise. O balanço destas três dimensões é importante ainda que seja efectuada de uma forma simplificada e qualitativa.



Estabelecimento de prioridades de intervenção

Deverão estabelecer-se as prioridades de intervenção (e.g., 1, 2 ou 3, sendo 1 a prioridade máxima) com base nos resultados anteriores e em factores externos que não tenham ainda sido contemplados na avaliação técnica global (e.g., intervenções noutras infra-estruturas), ter em conta as seguintes recomendações:

- Se a situação de statu quo no ano horizonte do plano tiver desempenho inaceitável, a prioridade de intervenção é 1, independentemente da existência de prioridades externas.
- Se o cenário de statu quo no ano horizonte do plano tiver desempenho aceitável, se existir uma prioridade externa elevada (prioridade 1) e se a intervenção introduzir melhorias face ao statu quo, então a prioridade de intervenção é também 1.

- Se o cenário de statu quo no horizonte do plano e a longo prazo tiver desempenho bom e a intervenção não trouxer melhorias significativas, a prioridade de intervenção é baixa (prioridade 3), mesmo que existam prioridades externas. Neste caso particular é importante analisar também o desempenho a longo prazo dadas as previsíveis restrições de intervenção posteriores.
- Se o cenário de statu quo for mediano, se a intervenção trouxer melhorias medianas ou significativas e se a prioridade de intervenção externa for mediana, baixa ou inexistente, a prioridade de intervenção é 2.

Completada a identificação das intervenções de prioridade 1, 2 e 3 e os respectivos custos de investimento, é necessário seleccionar as intervenções a ser implementadas com base nas metas estabelecidas e no orçamento disponível.

Passo 3.2 – Produção do plano: formulação de tácticas e redacção do plano

Formulação de tácticas

O processo de planeamento de GPI pode produzir tácticas de diferente natureza que deverão ser coerentes com as estratégias:

- tácticas infra-estruturais, que incluem as intervenções puramente físicas (i.e., obras de construção civil e equipamentos) e constituem o cerne do plano de intervenções infra-estruturais;
- tácticas de operação e manutenção, que se referem a processos de operação e manutenção dos activos físicos e deverão ser incorporadas no plano de O&M; estas tácticas podem corresponder a:
- intervenções com carácter permanente (e.g., alteração do modo de controlo de estações elevatórias; operação de ZMC);
- intervenções com carácter sistemático, correspondentes a acções de manutenção preventiva periódica ou condicionada (e.g., inspecção e manutenção de válvulas; limpeza, inspecção e reparação de reservatórios);
- intervenções pontuais sem carácter sistemático (e.g., implementação de ZMC e de ZGP; instalação de medidores de caudal ou verificação e correcção das condições de funcionamento dos existentes);
- outras tácticas não infra-estruturais, que sejam relevantes para a adequada gestão patrimonial da infra-estrutura, relativas a outros tipos de activos (e.g., activos financeiros, de recursos humanos, de informação), e que deverão ser incorporadas e coerentes com os restantes planos tácticos da organização (e.g., plano de gestão financeira, plano de gestão de informação, plano de gestão de recursos humanos).

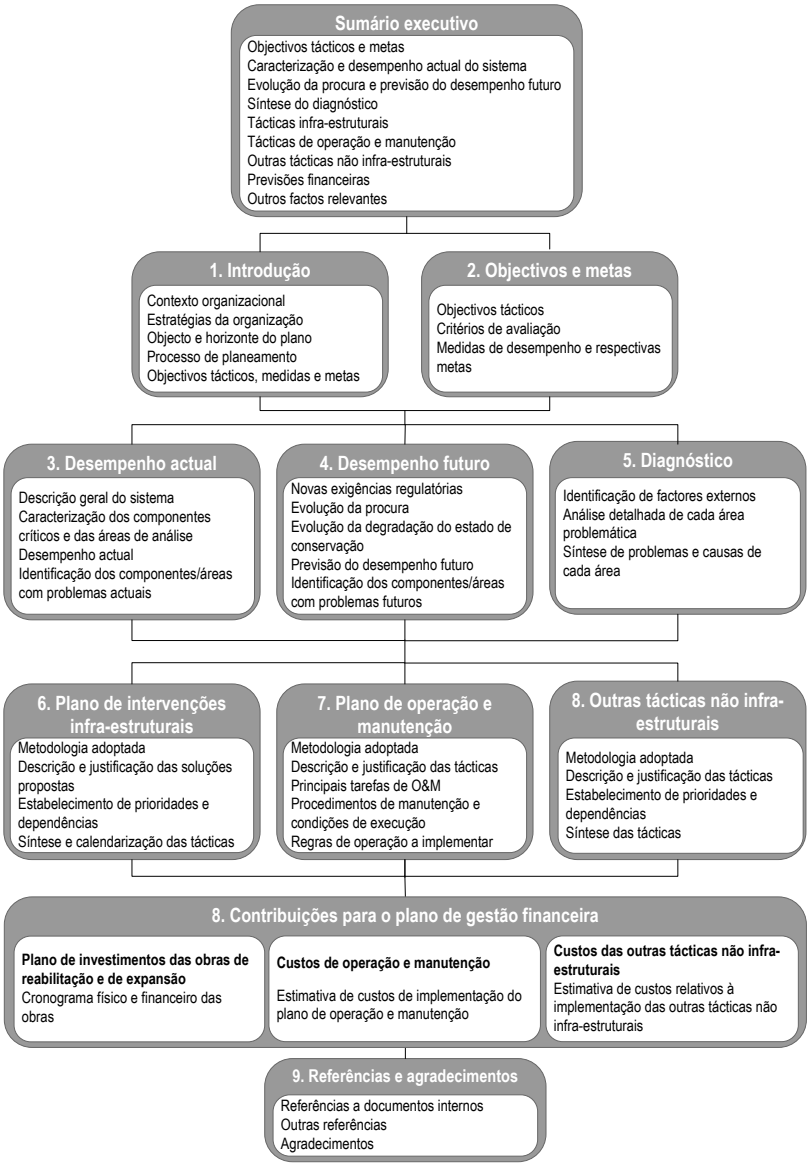


Figura 4 - Exemplo de índice de um plano de GPI

Produção do plano

O plano táctico deverá ser um documento sintético, claro e bem estruturado, que contemple os seguintes aspectos:

- estratégias condicionantes da GPI;
- objectivos e metas tácticas do plano;
- caracterização do desempenho actual do sistema;
- previsão do desempenho futuro, atendendo à evolução da procura, a novas exigências legais, contratuais ou regulatórias e à degradação da condição física dos componentes;
- síntese do diagnóstico;
- plano de intervenções infra-estruturais, onde se explicam as principais alternativas analisadas e adoptadas, e a síntese e calendarização das intervenções;

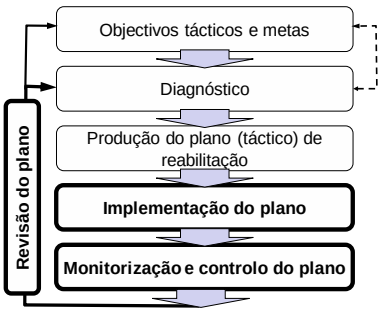
- plano de operação e manutenção, onde se especificam as principais tarefas de O&M, os procedimentos de manutenção e as respectivas condições de execução para os principais tipos de componente do sistema e as principais regras de operação a implementar;
- outras tácticas não infra-estruturais e respectivas prioridades;
- contribuições para o plano de gestão financeira, que incluam o plano de investimentos, os custos de O&M e os custos de outras tácticas não infra-estruturais.

Na Figura 4 apresenta-se um exemplo de estrutura e conteúdos de um plano de GPI.

Passos 4, 5 e 6 – Implementação, monitorização e revisão do plano

Implementação do plano

A implementação das tácticas infra-estruturais é materializada no desenvolvimento e concretização de planos operacionais. A implementação das tácticas de operação e manutenção é feita através do desenvolvimento e concretização dos planos de O&M. A implementação de outras tácticas não infra-estruturais pode ser concretizada por via directa do processo de GPI (materializada através de planos operacionais ou de acções concretas) ou por via de outros processos de gestão (*e.g.*, recrutamento de recursos humanos).



Monitorização do plano

A monitorização do plano deverá contemplar duas vertentes complementares:

- **avaliação de desempenho** que consiste no cálculo anual das medidas de desempenho, na comparação dos valores de desempenho com as metas correspondentes, na análise dos eventuais desvios e na identificação das respectivas causas;
- **avaliação do grau de implementação de cada uma das tácticas** por forma a antecipar desvios face às metas estabelecidas (*e.g.*, obra atrasada ou não realizada; conclusão antecipada da actualização do cadastro); a análise destes desvios e a identificação de causas permitirá, na fase de revisão do plano, introduzir medidas correctivas.

Revisão do plano

A revisão do plano deverá ser feita anualmente. O plano revisto tem como data de referência a data da revisão e como data final a correspondente ao horizonte temporal de 3 a 5 anos, por forma a garantir que a organização dispõe sempre de um plano de médio prazo actualizado, mais pormenorizado para o primeiro ano.

A revisão deverá ter em conta as evoluções observadas, substituindo as previsões de desempenho relativas à data em que se procede à revisão do plano pelos valores reais e actualizando a informação de base (*e.g.*, procura, condição física do sistema, alterações nos pressupostos e outros condicionalismos).

É indispensável ter em conta os desvios identificados na monitorização e as respectivas causas, numa prática de melhoria contínua.

A **monitorização** e a **revisão** do plano táctico deverão ser tidas em conta na revisão dos objectivos estratégicos e das respectivas metas, bem como na revisão das estratégias propriamente ditas.

Informação mínima necessária

A informação mínima necessária para realizar o plano táctico inclui:

- as estratégias da organização;
- dados necessários ao cálculo das medidas de desempenho ao nível global do sistema;
- informação de cadastro (localização, comprimento, diâmetro e material de condutas; localização de ramais; localização, capacidade, n.º de células e cota de soleira de reservatórios; localização e n.º de grupos electrobomba de estações elevatórias e as características principais de cada grupo; tipo, localização e diâmetro dos principais órgãos de manobra; tipo e localização de equipamento de monitorização);
- informação operacional sobre a infra-estrutura (informação qualitativa sobre o estado de conservação dos componentes);
- informação sobre solicitações de consumo de água (volumes de água facturados aos clientes; volumes de água fornecidos aos sistemas de adução e de distribuição ou de água exportada para outros sistemas; previsões de evolução de consumo decorrentes de planos de desenvolvimento);
- dados contabilísticos (custos totais ou custos unitários médios relativos a investimentos e a intervenções de manutenção curativa e preventiva e de reabilitação)

PLANEAMENTO OPERACIONAL

Passos fundamentais

Os principais passos do planeamento operacional são sintetizados de seguida.

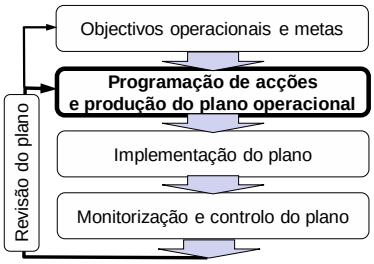
Passo 1 – Objectivos operacionais, medidas e metas

Deverá existir uma ligação directa entre as tácticas estabelecidas e os **objectivos operacionais**. No entanto, contrariamente aos outros níveis de planeamento, os objectivos e as metas operacionais não podem, em geral, ser expressas em termos de medidas de desempenho relativas à qualidade do serviço prestado ou à condição física da infra-estrutura, mas antes em termos de realização das obras (ou de fases das obras).

Os critérios deverão ser estabelecidos com vista à finalização da obra (ou de fase da obra) e ao cumprimento dos requisitos de qualidade de execução, de prazos e do orçamento previsto. As medidas de desempenho podem ser expressas em termos de percentagem de cumprimento do critério ou desvio relativo do critério face à meta. As metas deverão materializar os critérios, concretizando-os para cada obra.

Exemplos de critérios de avaliação e das respectivas medidas de desempenho e metas:

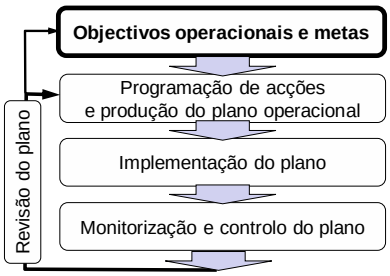
Critério	Medidas	Metas
• Finalização da obra	Grau de realização face ao previsto (%)	100%
• Cumprimento dos requisitos de qualidade de execução	Grau de cumprimento de requisitos de qualidade (%)	100%
• Cumprimento de prazos	Desvio face à duração prevista (%)	0%
	Desvio de cumprimento de prazo de conclusão (%)	0%
• Cumprimento do orçamento previsto	Desvio de custos (%)	0%



Passo 2 – Programação de acções e produção do plano operacional

A programação de acções ao nível operacional requer:

- a identificação das intervenções a realizar no horizonte do plano, tendo por base o plano táctico;
- a identificação das respectivas fases de implementação;
- o cronograma físico e financeiro.



O plano operacional de intervenções infra-estruturais deverá ser sintético, claro e bem estruturado e contemplar os seguintes aspectos:

- objectivos e metas operacionais do plano;
- programação de intervenções e identificação das respectivas fases de implementação;
- cronograma físico e financeiro das intervenções e das respectivas fases;

– estabelecimento dos mecanismos de monitorização, de avaliação e de revisão do plano.

O plano operacional deverá especificar quem são os responsáveis (internos à organização) e os intervenientes (internos e externos) de cada uma das fases das obras.

Passo 3 – Implementação do plano

A implementação do plano operacional engloba as fases de projecto, de construção e de comissionamento e recepção. Em obras mais simples, algumas destas fases podem não existir (*e.g.*, quando o projecto e a obra são executados internamente, as fases de consulta, concurso e adjudicação não existem).

Fase de projecto

Esta fase envolve:

- consulta e elaboração de estudo prévio (caso se justifique);
- consulta e elaboração de projecto de execução.

Recomenda-se que a realização dos estudos prévios e dos projectos de execução cumpra um conjunto de requisitos apresentados no Anexo 2 de Alegre e Covas (2010).

Fase de construção

Esta fase envolve:

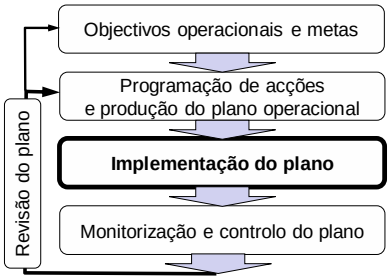
- abertura de concurso público da obra;
- avaliação de propostas e adjudicação da obra;
- contrato com empreiteiro e consignação da obra;
- execução da construção civil (eventualmente faseada; pode incluir a instalação de algum equipamento, tal como válvulas em condutas);
- instalação do equipamento (*e.g.*, equipamento electromecânico em estações elevatórias).

Fase de comissionamento e recepção

Esta fase envolve:

- comissionamento da obra;
- recepção provisória da obra, imediatamente após a conclusão da obra;
- recepção definitiva da obra, após um período contratual de garantia da obra (e.g., 5 anos).

O comissionamento decorre em paralelo com as restantes fases. Consiste no processo de assegurar que a obra no seu conjunto e os seus componentes individuais sejam projectados, instalados e testados de acordo com as necessidades e requisitos de qualidade e de desempenho funcional.



Passo 4 – Monitorização, controlo e revisão do plano

Monitorização e controlo do plano

A monitorização do plano operacional envolve a avaliação, para cada obra, das medidas de desempenho seleccionadas e a comparação com as metas estabelecidas.

A monitorização deverá ser feita regularmente ao longo do ano (em geral, com periodicidade mensal ou trimestral).

Anualmente deverá ser elaborado um documento-síntese que apresente os resultados da monitorização.

Revisão do plano

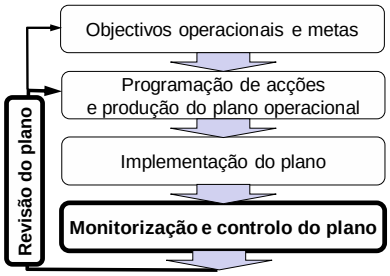
A revisão do plano deverá ser feita trimestral ou semestralmente. Deverá ter em conta os resultados da monitorização de forma a corrigir eventuais desvios em termos dos diversos critérios estabelecidos.

Informação mínima necessária

A informação mínima necessária para a realização destes planos consiste nas tácticas infra-estruturais estabelecidas no nível de planeamento anterior e nos dados requeridos para a elaboração de estudos prévios e de projectos de execução.

CONTEÚDO MÍNIMO DE UM PLANO DE GPI

Numa situação de transição onde não seja possível ter, de uma forma estruturada, planos para cada um dos três níveis de planeamento referidos, recomenda-se que a entidade gestora do serviço promova a realização, o cumprimento a actualização de um plano com o seguinte conteúdo mínimo:



- Análise do contexto e dos objectivos estratégicos.
- Caracterização do estado actual das infra-estruturas existentes, incluindo o cadastro actualizado e a avaliação do estado funcional e de conservação das infra-estruturas.
- Avaliação do valor dos activos.
- Identificação dos componentes mais críticos do sistema para assegurar o desempenho requerido de modo sustentável e estabelecimento de medidas mitigadoras do risco.
- Estimativa das solicitações de serviço no horizonte temporal do plano e de longo prazo, incluindo a previsão da evolução populacional.
- Pormenorização dos objectivos estratégicos no curto e no médio prazo, com identificação dos indicadores para a avaliação do respectivo cumprimento.
- Obras e acções necessárias para atingir os objectivos, nomeadamente intervenções de reabilitação a realizar nos sistemas existentes e obras de expansão.
- Programa de operação e manutenção do sistema, incluindo as principais tarefas a realizar, a metodologia e a periodicidade para os principais tipos de componente do sistema.

- Programa de segurança do sistema.
- Plano de investimentos, que inclua o cronograma físico e financeiro das obras e a especificação de formas de financiamento.
- Os elementos referidos na 2.ª e na 7.ª alíneas deverão ser desenvolvidos com um grau de profundidade equivalente ao de um estudo prévio.

Este plano deverá ser actualizado sempre que necessário e com uma periodicidade máxima de 5 anos, excepto no que respeita aos objectivos e programa de acções de curto prazo, que deverão ser objecto de actualização anual.

NOTAS CONCLUSIVAS

A abordagem descrita nos pontos anteriores não dispensa um conjunto de princípios fundamentais que deverão estar sempre presentes:

- É fundamental que a mudança de uma atitude reactiva, de reparação após avaria, para uma cultura de pro-actividade na gestão das infra-estruturas seja assumida pela administração da entidade gestora.
- O componente mais importante de uma abordagem integrada de GPI são as pessoas, que deverão estar motivadas, estar bem organizadas, conhecerem bem as suas funções e ter os conhecimentos necessários ao seu adequado cumprimento.
- A implementação de um sistema de gestão patrimonial de infra-estruturas deverá ser gradual, feita com acções que podem corresponder a pequenos passos, mas que deverão ser realistas e decisivas.
- Pode ser necessário recorrer a aconselhamento ou a consultoria externa especializada, mas dentro de limites controlados: o processo de gestão das infra-estruturas é um processo interno que não pode ser adquirido “chave-na-mão” a terceiros.
- As aplicações computacionais que existem no mercado publicitadas como “Asset Management Systems” não deverão constituir o ponto de partida de actuação nem substituir o processo organizacional requerido.
- A criação de redes de entidades gestoras que permitam a partilha de problemas e soluções pode ter um valor acrescentado muito elevado, em particular no caso das pequenas e médias entidades.

O projecto AWARE-P tem como ambição contribuir para a sensibilização das múltiplas partes interessadas dos serviços urbanos de água para a necessidade premente de implementação gradual de práticas de gestão patrimonial de infra-estruturas. Pretende também contribuir para a formação do meio técnico sobre estas matérias e incentivar, através da disponibilização de recomendações, de guias e de aplicações informáticas, o uso de abordagens de GPI coerentes e bem estruturadas. Por essa razão todos os produtos resultantes do projecto (*e.g.*, guias, *software*, materiais de *e-learning*) serão de domínio público, **disponibilizados gratuitamente** através do portal do projecto (www.aware-p.org) e o seu uso em Portugal será incentivado pela ERSAR.

A primeira fase do projecto termina no 1.º semestre em 2011, estando desde já assegurada a continuação dos desenvolvimentos no âmbito de um projecto de investigação do

7.º Programa Quadro da União Europeia, com início previsto para Janeiro de 2011 (projecto TRUST).

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Mecanismo Financeiro do Espaço Europeu (EEA Grants) e aos parceiros utilizadores finais – AdP Serviços S.A, AGS S.A., SMAS de Oeiras e Amadora e Veolia Agua – o apoio financeiro ao projecto AWARE- P, Projecto n.º PT0043. À restante equipa de I&D do projecto, à ERSAR e aos parceiros utilizadores finais, agradecem os contributos técnicos, essenciais para a realização deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALEGRE, H. (2008). *Gestão patrimonial de infra-estruturas de abastecimento de água e de drenagem e tratamento de águas residuais*, Colecção "Teses e Programas de Investigação LNEC", LNEC, Lisboa, ISBN 9789724921341 (385 p.).

Alegre, H., Covas, D. (2010). *Gestão patrimonial de infra-estruturas de abastecimento de água. Uma abordagem centrada na reabilitaçã*o. Série Guias Técnicos, Vol. 16, ERSAR, LNEC e IST, ISBN 978-989-8360-04-5 (em publicação).

Almeida, M.C., Cardoso, M.A. (2010). *Gestão Patrimonial de Infra-Estruturas de Águas Residuais e Pluviais*. *Uma abordagem centrada na reabilitação*. Série Guias Técnicos, Vol. 17, ERSAR e LNEC (em publicação).

GOLPE DE ARÍETE EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA: MODELAÇÃO MATEMÁTICA E EXPERIMENTAL

Raquel RIBEIRO[(1)], Nelson CARRIÇO[(1)] e Dídia COVAS[(1)]

RESUMO

A presente comunicação tem como objectivo a apresentação dos resultados de simulação de um modelo matemático para o cálculo do golpe de aríete em sistemas de condutas em pressão e da sua comparação com medições experimentais. Desenvolveu-se um programa de cálculo com base na teoria clássica de golpe de aríete onde se incorporaram diferentes esquemas numéricos de cálculo de perda de carga em regime permanente (*i.e.*, esquemas de 1ª e de 2ª ordem) e de perda de carga em regime variável (*i.e.*, formulação de Trikha, Vitkovsky e Vardy). Complementarmente, realizou-se um conjunto de ensaios numa instalação experimental construída no Laboratório de Hidráulica do Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, do Instituto Superior Técnico. A instalação é constituída por uma conduta de cobre com 100 m e 20 mm de diâmetro. Efectuaram-se medições de pressão durante a ocorrência de regimes transitórios e de caudal em regime permanente. As medições de pressão são comparadas com os resultados de simulação, tendo-se observado alguma discrepância entre os resultados e as medições. Discutem-se as incertezas do modelo e os fenómenos não convencionais ocorridos na instalação, e apresentam-se as alterações a efectuar na instalação experimental por forma a respeitar a teoria clássica de golpe de aríete.

PALAVRAS-CHAVE: golpe de aríete, regimes transitórios hidráulicos, modelo matemático, ensaios experimentais, incertezas.

[(1)] Instituto Superior Técnico (IST), Avenida Rovisco Pais, 1, 1049-001 Lisboa

1. INTRODUÇÃO

O controlo do funcionamento de sistemas de abastecimento de água, em particular, no que respeita aos transitórios hidráulicos, é uma preocupação constante dos engenheiros projectistas e das entidades gestoras dos sistemas, por razões que se prendem com a segurança, estabilidade e bom funcionamento do sistema. A análise do golpe de aríete é importante na medida em que permite prever as variações máximas e mínimas de pressão ao longo das condutas para determinada manobra e, consequentemente, evitar fenómenos de cavitação, a entrada de ar ou o colapso da conduta por ocorrências de sobrepressões excessivas ou de depressões.

Existem diversas abordagens para calcular os valores das pressões máximas e mínimas que ocorrem durante os regimes transitórios hidráulicos: fórmulas simplificadas de Joukovsky e de Michaud, programa de cálculo com base na teoria clássica de golpe de aríete (*e.g.,* programas comerciais) e programa de cálculo completos (não convencionais) que têm em conta outros efeitos dinâmicos como sejam o comportamento não elástico linear da conduta, as perdas de carga em regime variável, a cavitação e o movimento da conduta. Normalmente, os resultados obtidos pelos programas de cálculo comerciais, embora baseados na análise clássica de golpe de aríete, são satisfatórios a nível de projecto e permitem estimar com alguma margem de segurança as pressões máximas e mínimas ocorridas nos sistemas assim como dimensionar dispositivos de protecção adequados sempre que seja necessário controlar as referidas pressões. No entanto, estes programas não são suficientes para efectuar o diagnóstico e análise de sistemas existentes.

O trabalho proposto tem como objectivo apresentar e discutir os resultados obtidos com base no programa de cálculo desenvolvido e compará-los com medições efectuadas em laboratório. O presente trabalho inclui a descrição dos fundamentos básicos implementados no programa de cálculo de regime transitório hidráulico, que incorpora diversas formulações para o cálculo de perdas de carga em regime permanente e em regime variável. Descreve-se uma campanha de ensaios realizada numa instalação experimental e discute-se os resultados obtidos. Por fim, apresentam-se sumariamente as conclusões e as recomendações para trabalhos futuros.

2. MODELO MATEMÁTICO

No âmbito do presente trabalho foi implementado um modelo matemático, em linguagem de programação *Visual Basic for Application (VBA)* integrado em *software Microsoft Excel*, para o cálculo de regimes transitórios hidráulicos, em sistemas do tipo “reservatório-conduta-válvula”, induzidos por manobras na válvula.

O modelo clássico, que descreve o comportamento do fluido em regime transitório numa conduta, é baseado num sistema de duas equações diferenciais obtidas por aplicação dos princípios da conservação da massa, Equação (1), e da conservação de quantidade de movimento linear, Equação (2), independentemente das condições iniciais e de fronteira (Chaudhry, 1987; Covas, 2003; Covas *et al.*, 2003; Ramos *et al.*, 2004).

Equação de conservação de massa:

$$\frac{Q}{S}\frac{\partial H}{\partial x}+\frac{\partial H}{\partial t}+\frac{c^2}{gS}\frac{\partial Q}{\partial x}=0 \quad (1)$$

Equação da conservação da quantidade de movimento linear:

$$\frac{1}{gS}\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{Q}{gS^2}\frac{\partial Q}{\partial x}+\frac{\partial H}{\partial x}+h_f=0 \quad (2)$$

Na maioria das aplicações de engenharia, os termos convectivos $Q/S\cdot\partial H/\partial x$ e $Q/gS^2\cdot\partial Q/\partial x$ são desprezados, uma vez que a sua ordem de grandeza é muito inferior aos restantes termos, e as equações diferenciais para escoamentos variáveis em pressão podem ser simplificadas num sistema hiperbólico de equações diferenciais de 1ª ordem:

$$\frac{dH}{dt}+\frac{c^2}{gS}\frac{\partial Q}{\partial x}=0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial H}{\partial x}+\frac{1}{gS}\frac{dQ}{dt}+h_f=0 \quad (4)$$

A celeridade das ondas elásticas, *c*, depende das características mecânicas e físicas da conduta e das propriedades do fluido, valores teóricos deste parâmetro podem ser estimados por (Chaudhry, 1987):

$$c=\sqrt{\frac{K/\rho}{1+\left(\psi\cdot D/e\right)\left(K/E\right)}} \quad (5)$$

Os referidos princípios da conservação consideram as seguintes hipóteses simplificativas (Wylie and Streeter, 1978; Chaudhry, 1987): (i) o escoamento é unidimensional com uma distribuição uniforme de velocidades e pressões nas secções transversais da conduta; (ii) o fluido é considerado compressível, homogéneo e monofásico e as variações de temperatura são desprezáveis, bem como as variações de densidade; (iii) as perdas de carga durante o regime transitório são calculadas do mesmo modo que para o regime permanente através das fórmulas convencionais (*e.g.*, Colebrook-White, Hazen-Williams ou Manning-Strickler); (iv) o material da conduta tem um comportamento reológico elástico linear; (v) a interacção dinâmica fluído-conduta é desprezável e os eixos das condutas permanecem imóveis durante o regime variável; (vi) o material da conduta é homogéneo e isotrópico.

O conjunto de Equações (3) e (4) pode ser resolvido por diversos métodos numéricos (*e.g.,* elementos finitos, diferenças finitas implícito ou explícito, método das características, método espectral), tendo-se optado no presente trabalho pelo método das características (MOC). Este método é largamente utilizado para resolver regimes transitórios unidimensionais revelando-se como sendo o mais vantajoso devido à fácil e eficiente programação, mesmo em sistemas complexos e com diferentes condições de fronteira, e leva à obtenção de resultados mais precisos mesmo com variações de pressão abruptas.

O MOC transforma as equações hiperbólicas diferencias parciais, através de um esquema de diferenças finitas, em equações diferencias parciais ordinárias válidas ao longo de linhas características, C+ e C-, no plano (x, t), conforme Figura 1. A estabilidade deste método

requer a verificação de restrições numéricas de tempo e espaço, dado pela condição de *Courant-Friedrich-Lewy* (CFL), $dx/dt = V \pm c$. Como a velocidade do fluido é muito inferior à celeridade das ondas elásticas, esta pode ser desprezada, o que conduz a um conjunto de linhas características rectilíneas (correspondentes a $dx/dt = \pm c$), constituindo uma malha de cálculo rectangular. Assim, a conduta é dividida em trechos de comprimento Δx em que $\Delta x = c\Delta t$ (*cf.* Figura 1).

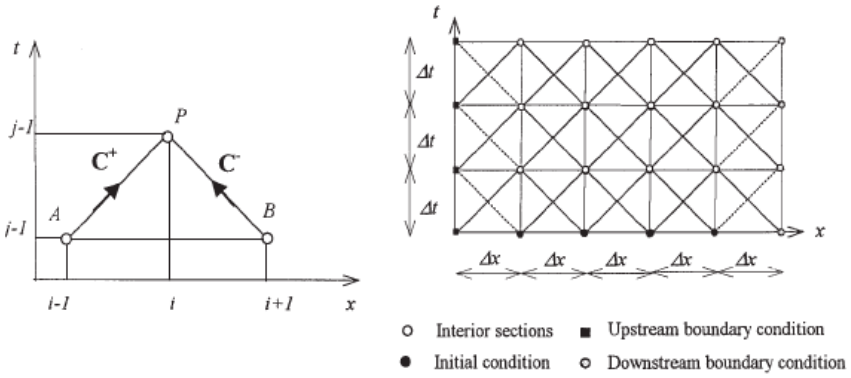


Figura 1– Método das características – linhas características no plano *(x,t)* (Covas, 2003).

As equações diferenciais parciais (3) e (4) podem ser transformadas em equações diferenciais ordinárias válidas ao longo das linhas características:

$$C^+ : H_P - H_A + \frac{c}{gS}\left(Q_p - Q_A\right) + h_f{}^+ = 0 \quad (6)$$

$$C^- : H_P - H_B - \frac{c}{gS}\left(Q_p - Q_B\right) - h_f{}^- = 0 \quad (7)$$

Existem diversas formulações para o cálculo do termo das perdas de carga h_f. Este termo é composto por uma parcela referente ao regime permanente e outra ao regime variável, $h_f = h_{fs} + h_{fu}$. No presente trabalho foram implementados dois esquemas numéricos para o cálculo do termo de regime permanente (um esquema de 1ª ordem e outro de 2ª ordem - *cf.* Quadro 1) e três formulações para o cálculo do tremo de regime variável - formulações de Vitkovsky *et al.* (2001), Trikha *et al.* (1975) e Vardy *et al.* (1992) (*cf.* Quadro 2), (Trikha, 1975; Vardy, 1992; Vitkovsky *et al.*, 2000).

Quadro 1– Esquemas numéricos para o cálculo do termo da perda de carga em regime permanente: h_{fs} (Carriço, 2008; Covas *et al.*, 2003; Ribeiro, 2010)

Tipo de implementação	**Termo h_{fs}^+**	**Termo h_{fs}^-**
Esquema de 1ªordem para h_{fs} e h_{fu}=0	$h_{fs} = RQ_A\lvert Q_A\rvert$	$h_{fs} = RQ_B\lvert Q_B\rvert$
	sendo, $R = \frac{f}{(2gDS)}$	
Esquema de 2ªordem para h_{fs} e h_{fu}=0	$h_{fs} = RQ_P\lvert Q_A\rvert$	$h_{fs} = RQ_P\lvert Q_B\rvert$
	sendo, $R = \frac{f}{(2gDS)}$	

Quadro 2 – Formulações e respectivos esquemas numéricos para o cálculo do termo de perda de carga em regime variável: h_{fu} (Carriço, 2008; Covas *et al.*, 2003; Ribeiro, 2010)

Formulação	Termo h_{fu}^{+}	Termo h_{fu}^{-}
Vitkovsky *et al.* (2000)	$h_{fu} = \frac{k'}{g}\left(\frac{\partial v}{\partial t} + c\frac{\lvert v\rvert}{v}\left\lvert\frac{\partial v}{\partial x}\right\rvert\right)$ sendo k' = coeficiente de decaimento variável entre 0 e 0,1	
	$\frac{\partial v}{\partial t} = \theta\frac{v_P - v_{P'}}{\Delta t} + (1-\theta)\frac{v_A - v_{A'}}{\Delta t}$ $\frac{\partial v}{\partial x} = \frac{v_{P'} - v_A}{\Delta x}$	$\frac{\partial v}{\partial t} = \theta\frac{v_P - v_{P'}}{\Delta t} + (1-\theta)\frac{v_B - v_{B'}}{\Delta t}$ $\frac{\partial v}{\partial x} = \frac{v_{P'} - v_B}{\Delta x}$
	sendo θ = factor de ponderação da integração numérica variável entre 0 e 1.	
Vardy *et al.* (1992)	$h_{fu} = \frac{16}{gD^2}(Y_1 + Y_2)$ em que $Y_{i(P)} = Y_{i(P')}e^{-B_i(\frac{4\upsilon}{D^2})\Delta t} + \frac{A_i}{S}(Q_P - Q_{P'})$ sendo B_i e A_i = parâmetros dependentes do n.º de Reynolds	
Trikha *et al.* (1975)	$h_{fu} = \frac{16}{gD^2}(Y_1 + Y_2 + Y_3)$ em que $Y_{i(P)} = Y_{i(P')}e^{-n_i\left(\frac{4\upsilon}{D^2}\right)\Delta t} + \frac{m_i}{S}(Q_P - Q_{P'})$ sendo n_i e m_i nulos para regime permanente e $m_1 = 40$ e $n_1 = 8000$, $m_2 = 8.1$ e $n_2 = 200$, $m_3 = 1$ e $n_3 = 26.4$, durante o regime transitório.	

De seguida apresentam-se as equações para as condições de fronteira do sistema do tipo "reservatório-conduta-válvula" considerado no presente trabalho.

<u>Condição de fronteira de montante:</u> reservatório de nível fixo N_R

$$H_{i,j} = N_R \tag{8}$$

$$Q_P = Q_B + \frac{gS}{c}(H_P - H_B) - \frac{gS}{c}h_f^{-} \tag{9}$$

<u>Condição de fronteira de jusante</u>: válvula com manobra de fechamento

$$\Delta H = CQ_P\lvert Q_P\rvert = \frac{K_v}{2gS^2}Q_P\lvert Q_P\rvert = H_P - N_{Ju} \tag{10}$$

em que,

$$H_P = \frac{gS}{c}(Q_P - Q_A) + H_A - \frac{gS}{c}h_f^{+} \tag{11}$$

$$Q_P = \frac{-2c_1}{b_1 + \sqrt{b_1^2 + 4a_1\lvert c_1\rvert}} \tag{12}$$

$$a_1 = \frac{K_v}{2gS^2} \tag{13}$$

$$b_1 = \frac{c}{gS} \tag{14}$$

$$c_1 = N_{Ju} - \frac{c}{gS} Q_A - H_A - h_f^+ \tag{15}$$

3. CAMPANHA DE ENSAIOS EXPERIMENTAIS

3.1. Instalação experimental

Foi construída uma instalação experimental para o estudo do golpe de aríete no Laboratório de Hidráulica e Recursos Hídricos (LHRH) do Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura (DECivil), do Instituto Superior Técnico (IST).

A instalação é constituída por uma conduta de cobre com 100 m de comprimento, diâmetro interno de 20 mm e 1 mm de espessura de parede. A conduta está disposta de forma helicoidal com um raio de curvatura de aproximadamente 50 cm O sistema é alimentado a partir de um depósito com 125 litros de capacidade através de um grupo electrobomba com caudal nominal de 4,5 m^3/h e altura de elevação nominal de 43 m. Imediatamente a jusante do grupo electrobomba, existe um reservatório hidropneumático (RH), em inox, com 60 litros de capacidade dimensionado para a pressão nominal de 6 bar. O RH trata-se de um dispositivo em aço soldado, fechado, no qual a água entra em contacto com ar sob pressão. Este tipo de dispositivo é muito utilizado na protecção de sistemas contra fenómenos de golpe de aríete, minimizando a ocorrência de sobrepressões e depressões. O RH permite manter a pressão a montante do circuito praticamente constante, tendo um piezómetro no exterior para medição do nível de água.

Na extremidade de jusante da conduta existe um sistema de válvulas - uma válvula esférica com DN 3/4'' e uma válvula de globo com DN15 1/2'' - que permitem a geração do golpe de aríete e o controlo de caudal, respectivamente; existe também um ponto para purga de ar. Na Figura 2 apresenta-se uma vista geral da instalação experimental.



Figura 2 – Vista geral da instalação experimental (Ribeiro, 2010)

A instalação experimental tem uma configuração simples do tipo "reservatório-conduta-válvula", que permite reproduzir o funcionamento de uma conduta longa, sem ramificações, cuja linha piezométrica é controlada a jusante pelo grau de abertura da válvula.

A instalação dispõe, a montante, de um conjunto de válvulas que permite alterar a configuração do sistema, tendo sido realizados ensaios em três configurações diferentes (*cf.* Quadro 3).

Quadro 3 – Tipos de configurações de sistemas da instalação experimental

Tipo de configuração	Descrição
I	Reservatório – bomba – RH (em linha) – conduta (espiral) – válvula
II	Reservatório – bomba – conduta (em espiral) – válvula
III	Reservatório – bomba – conduta – RH (em derivação) – conduta (espiral) – válvula

Esta instalação permite realizar um conjunto de ensaios experimentais com medições de pressão durante a ocorrência de regimes transitórios e medições de caudal em regime permanente. A medição de pressão é efectuada em três transdutores (Figura 3**Erro! A origem da referência não foi encontrada.**a,b,c). O transdutor T1 localizado a montante da conduta (x≈0) e o transdutor T2 instalado na secção intermédia (x≈50 m) permitem medir pressões até 25 bar; o transdutor T3 localizado imediatamente a montante da válvula esférica (x≈100 m) permite medir pressões até 60 bar. Cada transdutor tem associado uma incerteza de 0,25% do valor máximo medido (*i.e.,* T1 e T2 podem ter um erro de leitura máximo de 0,6 m e T3 de 1,5 m). A medição de caudal é efectuada através dum rotâmetro (Figura 3d).

(a) (b) (c) (d)



Figura 3 – Equipamento de medição: transdutores de pressão (a) T1, (b) T2 e (c) T3 e (d) medidor de caudal do tipo rotâmetro (Ribeiro, 2010)

3.2. Campanha de medições

Efectuou-se uma campanha de medições para cada tipo de configuração da instalação (*cf.* Quadro 3). Os ensaios consistiram em manobras de fechamento rápido da válvula esférica localizada na extremidade de jusante da instalação experimental. Em cada um dos ensaios efectuaram-se medições de pressão nos três transdutores durante a ocorrência de regimes transitórios e medições de caudal em regime permanente no rotâmetro.

Apresenta-se de seguida um quadro com a síntese dos ensaios realizados decorrentes da manobra de fechamento da válvula esférica VE (Quadro 4) e um conjunto de figuras com os principais tipos de ensaios realizados, nomeadamente:

- variação de pressão registada no transdutor T3 para a configuração do Tipo I e para os caudais variáveis entre 100 e 975 l/h (Figura 4);
- variação de pressão registada no transdutor T3 para a configuração do Tipo II e para os caudais variáveis entre 300 e 700 l/h (Figura 5a);
- variação de pressão registada no transdutor T3 para a configuração do Tipo III e para os caudais variáveis entre 300 e 700 l/h (Figura 5b);
- variação de pressão registada no transdutor T3 para as configurações do Tipo I, II e III e para Q= 300 l/h (Figura 6).

Quadro 4 – Ensaios efectuados na campanha de medições

Ensaio	Configuração	Válvula de controlo	Caudal (l/h)	Caudal (l/s)
1	I	VE	100	0,03
2	I	VE	150	0,04
3	I	VE	200	0,06
4	I	VE	300	0,08
5	I	VE	400	0,11
6	I	VE	500	0,14
7	I	VE	600	0,17
8	I	VE	700	0,19
9	I	VE	800	0,22
10	I	VE	900	0,25
11	I	VE	975	0,27
12	II	VE	300	0,08
13	II	VE	400	0,11
14	II	VE	500	0,14
15	II	VE	600	0,17
16	II	VE	700	0,19
17	III	VE	300	0,08
18	III	VE	400	0,11
19	III	VE	500	0,14
20	III	VE	600	0,17
21	III	VE	700	0,19

A análise destes elementos permite verificar o seguinte:

- À medida que o caudal inicial aumenta, também aumentam os valores das pressões extremas (máximas e mínimas) atingidas (Figuras 4 e 5).
- A partir de determinados valores de caudal inicial, ocorre o fenómeno de cavitação. Nas configurações do Tipo I e III (Figuras 4b e 5b), a cavitação ocorre para $Q \geq 500$ l/h, observando-se pressões no transdutor de jusante (T3) da ordem dos -8 a -9,5 m c.a; o mesmo fenómeno ocorre para caudais superiores ($Q \geq 600$ l/h) para a configuração do Tipo II (Figura 5a), uma vez que a condição de fronteira de montante é constituída pela bomba e respectiva válvula de retenção (em vez do RH), que dissipam parte da energia do escoamento e minimizam a variação de pressão.
- Para os ensaios com manobras mais rápidas, observa-se uma oscilação de pressão secundária, induzida pelo fechamento da válvula, mas decorrente do movimento da instalação aquando da ocorrência do transitório (Figuras 4b, 5 e 6).
- Quando se comparam os ensaios para as três configurações (Q = 300 l/h), verifica-se que a variação de pressão a jusante é a mesma para as configurações do Tipo I e II até metade do período das ondas elásticas *(i.e.,* 1,1 s) uma vez que não é afectada pela condição de fronteira de montante, e que para a configuração do Tipo I é diferente uma vez que a manobra deste ensaio é mais lenta (Figura 6). A única configuração com variação de pressão no transdutor de montante T1 é a do Tipo II, uma vez que o RH está desligado do sistema.

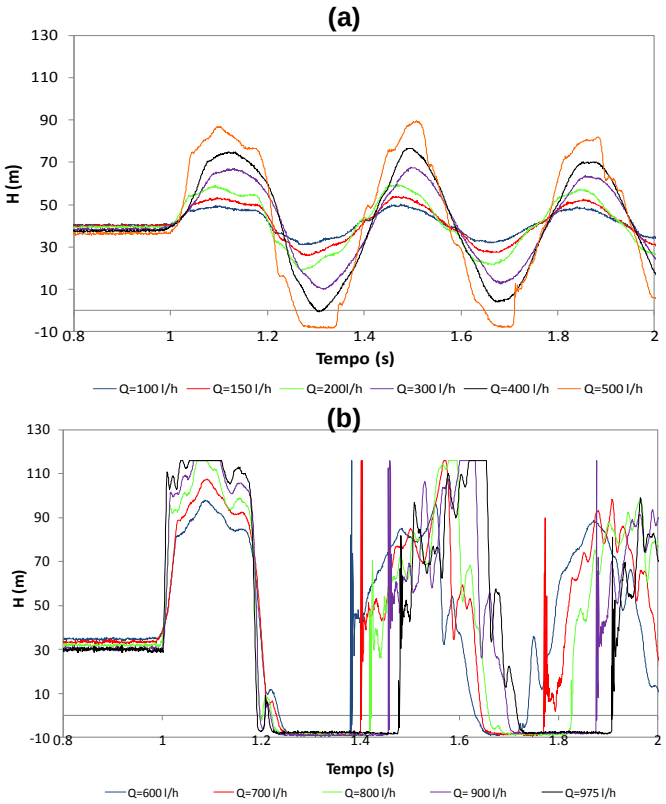
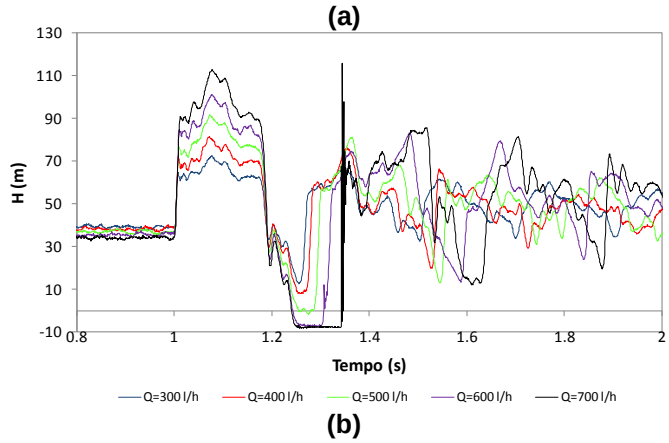


Figura 4 – Variação de pressão no transdutor T3, para a configuração do Tipo I e para (a) Q≤500 l/h (Ensaios 1- 6) e (b) Q>500 l/h (Ensaios 7- 11)



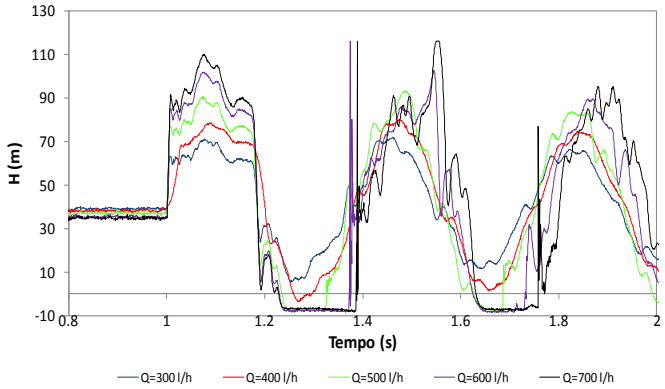


Figura 5 – Variação de pressão no transdutorT3 para a configuração (a) do Tipo II (Ensaios 12 a 16) e (b) do Tipo III (Ensaios 16 a 21) para 300 l/h ≤ Q ≤ 700 l/h

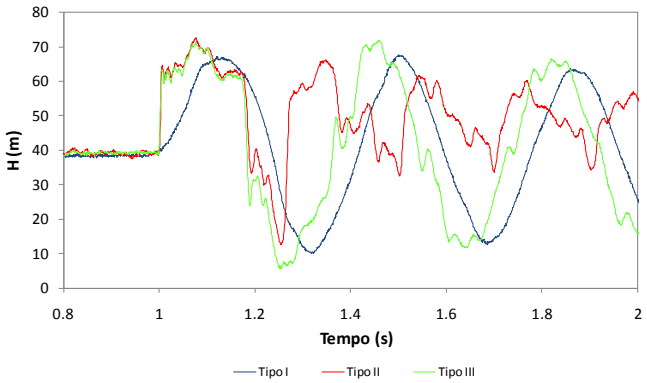


Figura 6 – Variação de pressão no transdutor T3 para as configurações do Tipo I, II e III e Q= 300 l/h (Ensaios 4,12 e 17).

Apresenta-se no Quadro 5 a síntese da análise das pressões extremas e respectivas variações máxima e mínima registadas no transdutor T3. No quadro contam também as variações máximas teóricas de pressão calculadas de acordo com a formulação de Joukowsky (Quintela, 1981) considerando um diâmetro interior de 20 mm e uma celeridade das ondas elásticas de 1100 m/s. Calcularam-se os erros associados à estimativa da sobrepressão de Joukowsky tendo-se concluído que estes variam entre 0,3 e 16%, estando os maiores erros associados aos menores caudais e às menores sobrepressões.

Quadro 5 - Análise das pressões e respectivas variações registadas no transdutor T3.

Ensaio	Config.	Q (l/h)	$H_{mín\ observado}$ (m c.a.)	$H_{máx\ pico}$ (m c.a.)	$\Delta H_{máx\ observada}$ (m c.a.)	$\Delta H_{Joukowsky}$ (m c.a.)	Erro (%)
1	I	100	30,93	49,01	8,58	9,92	15,7%
2	I	150	25,99	53,08	12,96	14,89	14,9%
3	I	200	19,11	58,34	19,19	19,85	3,4%
4	I	300	9,99	66,23	27,93	29,77	6,6%
5	I	400	-0,63	74,61	37,01	39,70	7,3%
6	I	500	-8,33**	86,80	49,89	49,62	0,5%
7	I	600	-9,08**	96,97	60,28	59,55	1,2%
8	I	700	-9,30**	106,84	73,22	69,47	5,1%
9	I	800	-9,38**	116,00*	83,57	79,40	5,0%
10	I	900	-9,38**	116,00*	85,67	89,32	4,3%
11	I	975	-9,63**	116,00*	86,79	96,77	11,5%
12	II	300	12,46	72,07	33,07	29,77	10,0%
13	II	400	7,89	80,74	41,60	39,70	4,6%
14	II	500	-1,6	90,99	54,23	49,62	8,5%
15	II	600	-7,59	100,94	64,47	59,55	7,6%
16	II	700	-8,33**	110,81	76,59	69,47	9,3%

Notas: * A pressão atingiu o valor máximo possível das definições do software *Piccolo* (*i.e.*, 116 m).
** A pressão atingiu o valor mínimo correspondente à tensão de vaporização da água (-8 a -10 m c.a.).

4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Efectuou-se a simulação do comportamento do sistema utilizando o modelo matemático desenvolvido, para a configuração do Tipo I e Q=300 l/h. (Ensaio 4). Apresenta-se na Figura 7 a comparação dos valores de pressão registados no transdutor T3 com os valores obtidos no programa de cálculo considerando esquemas numéricos de 2ª ordem para a componente de perdas de carga em regime permanente e desprezando as perdas de carga em regime variável ou calculando as mesmas segundo as formulações de Vitkovsky *et al.* (2001) e Vardy *et al.* (1992). Verifica-se que:

- Nenhum dos resultados da simulação obtidos por qualquer uma das formulações consegue reproduzir o valor máximo de pressão observado nas medições, apresentado erros da ordem do 6,6% (cf. Quadro 5). Julga-se que este facto se deva ao movimento lateral da conduta helicoidal que não se encontra amarrada de forma suficiente rígida para garantir que esta permanecesse imóvel durante o regime transitório, violando portanto uma das hipóteses básicas da teoria clássica de golpe de aríete - hipótese (v) (*cf*. Capítulo 2).

- Os resultados das simulações decorrentes de desprezar as perdas de carga em regime variável ou de as descrever pela formulação de Vardy *et al.* (1992) são muito simulares e afastam-se significativamente dos valores observados experimentalmente, e tanto mais quanto mais o regime transitório se propaga no tempo e vai sendo dissipado ao longo do sistema, seja pela deformação mecânica não linear da conduta, seja por atrito na parede da conduta ou por turbulência no seio do escoamento.
- Os resultados de simulação com melhor ajustamento correspondem aos obtidos através do cálculo das perdas de carga em regime variável pela formulação de Vitkovsky *et al.* (2001), uma vez que esta formulação apresenta um parâmetro de calibração que foi ajustado k'= 0,04; na Figura 8 apresenta-se a comparação destes resultados com as medições efectuadas nas secções intermédia e de jusante, observando-se um excelente ajustamento em qualquer uma das duas secções de cálculo.

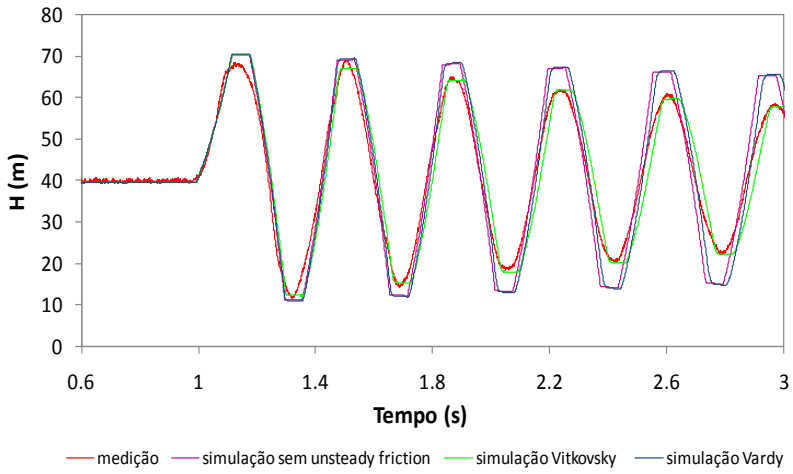


Figura 7 – Variação de pressão registada no transdutor T3 e simulada sem perdas de carga em regime variável e com perdas de carga em regime variável segundo Vitkovsky *et al.* (2001) e Vardy *et al.* (1992), para a configuração do Tipo I e Q=300 l/h (Ensaio 4)

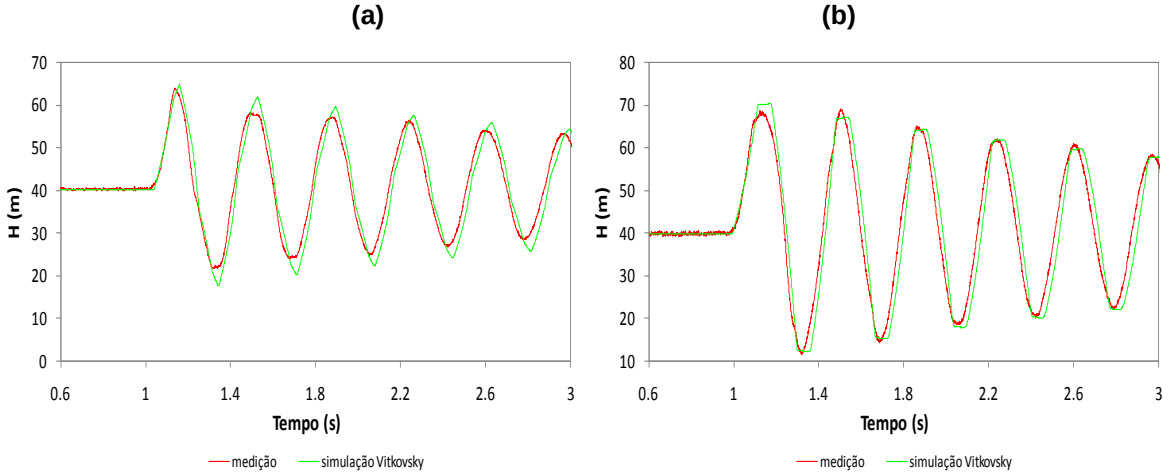


Figura 8 – Variação de pressão registada nos transdutores: (a) T2 e (b) T3, para a configuração do Tipo I, e simulada com perda de carga em regime variável segundo a formulação de Vitkovsky, para Q=300 l/h.

Procedeu-se à mesma análise considerando um caudal inferior (Q=150 l/h – Ensaio 2), manobra mais rápida que a realizada para Q=300 l/h. Esta análise mostrou que:

- Nenhuma das formulações permitiu reproduzir o valor máximo de pressão observado nas medições, apresentado erros da ordem do 14,9% (*cf*. Quadro 5). Este facto resulta do referido movimento da conduta que, neste ensaio, é visível na oscilação secundária registada nas primeiras ondas nos transdutores T2 e T3 (Figura 9).
- O melhora ajustamento obtido foi, tal como para o ensaio anterior, o obtido pela formulação de Vitkovsky *et al.* (2001) com k' = 0,04 (Figura 9).
- Quando se comparam os resultados obtidos para os dois ensaios anteriores, verifica-se que o ajustamento obtido para Q=300 l/h (Figura 8) é melhor do que o para Q=150 l/h (Figura 9). Apesar de ambas as manobras serem rápidas, o tempo de fechamento da primeira foi suficientemente lento para não se sentir o movimento lateral da conduta, e não se registarem as ondas secundárias visíveis nos ensaios mais rápidos como é o caso do segundo ensaio.

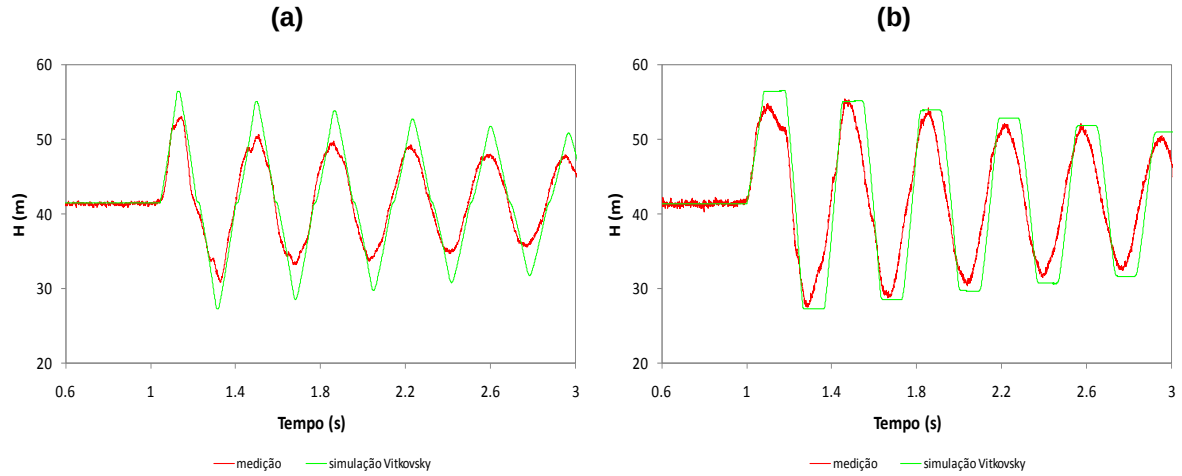


Figura 9 – Variação de pressão registada nos transdutores: (a) T2 e (b) T3, para a configuração do Tipo I, e simulada com perda de carga em regime variável segundo a formulação de Vitkovsky, para Q=150 l/h.

Relativamente às principais incertezas simulações efectuadas é de salientar o seguinte:

- A celeridade das ondas elásticas é uma das maiores fontes de incerteza dos modelos de regimes transitórios hidráulicos. O valor deste parâmetro calibrado através do modelo matemático foi de 1100 m/s. Quando se calculam os valores teóricos da celeridade pela Equação (3) considerando K=2,19 GPa, ρ=1000 kg/m^3, D=0,02 m, e=0,001 m, e valores de E variáveis entre 100 e 130 GPa, obtêm-se celeridades c entre 1235 e 1300 m/s, valores estes superiores ao obtido por calibração. Para as mesmas características da secção da conduta, e para o valor de celeridade de 1100 m/s corresponde um valor de E=55 GPa, que é cerca de metade dos anteriores. Julga-se que o facto a celeridade observada ser 10% inferior à teórica se deva, por um lado, ao facto da secção da conduta não ser um círculo perfeito e encontrar-se ligeiramente ovalizada devido à processo de

enrolamento da conduta, e por outro lado, ao facto da conduta não estar completamente imóvel e observar-se um movimento lateral durante o regime transitório.

- O transdutor T3 mede até à pressão máxima de 60 bar enquanto que os transdutores T1 e T2 medem até pressões de 25 bar. O erro de medição nos transdutores é 0,25% da pressão máxima medida, ou seja 0,6 e 1,5 m, respectivamente; por esta razão é que as pressões de vaporização da água medidas no transdutor T3 variam entre -8,5 e -9,5 m c.a. estando dentro da margem de erro do transdutor (valor teórico para 20ºC é de 10,1 m c.a.).
- Nos ensaios das manobras mais rápidas, observam-se ondas secundárias associadas ao movimento lateral da conduta, que geram reflexões e que não permitem simular a variação de pressão observada com o programa de cálculo desenvolvido. Por este facto, reconhece-se a necessidade de amarrar melhor a conduta e realizar nova campanha de medições.

5. CONCLUSÕES

Iniciou-se o presente trabalho com uma breve descrição dos fundamentos teóricos considerados no programa de cálculo implementado. De seguida, descreveu-se a instalação experimental construída especificamente para análise do golpe de aríete, bem como a campanha de ensaios realizada para três tipos de configurações de sistema. Por fim, analisou-se e discutiu-se os resultados obtidos comparando-os com o programa de cálculo desenvolvido considerando as perdas de carga em regime variável desprezáveis e calculadas segundo as formulações de Vitkovsky *et al.* (2001) e Vardy *et al.* (1992). Os melhores resultados de simulação foram obtidos utilizando esquemas de 2ª ordem para o cálculo de perdas de carga em regime variável e a formulação de Vitkovsky *et al.* (2001) com k'=0,04 para as perdas de carga em regime variável.

Este artigo mostra que nem sempre os ensaios experimentais coincidem com os resultados das simulações dos modelos matemáticos, mesmo após a calibração dos mesmos. Este facto deve-se, por um lado, à natureza das próprias medições e à incerteza dos equipamentos utilizados (e.g., erro do transdutor), e, por outro lado, às incertezas do próprio modelo (*e.g.*, valor da celeridade das ondas elásticas, fórmulas de cálculo das perdas de carga em regime variável) e a outros efeitos dinâmicos não contemplados nos modelos (*e.g.*, reflexões devido ao movimento da conduta ou fenómenos de cavitação).

Com o desenvolvimento deste modelo, bem como com a realização do conjunto de ensaios experimentais, foi possível retirar ensinamentos para a utilização de modelos matemáticos de golpe de aríete em diversas fases da vida de um sistema hidráulico em pressão, nomeadamente nas fases de concepção e dimensionamento, e nas fases de monitorização e diagnóstico de sistemas em funcionamento, e perceber que muitas vezes as simulações matemáticas efectuadas não correspondem às variações de pressão observadas na realidade.

SIMBOLOGIA

Símbolos	Grandezas	Dimensões
D	Diâmetro interno da conduta	L
E	Módulo de elasticidade da conduta	$M L^{-1} T^{-2}$
H	Carga hidráulica	L
K	Módulo de elasticidade volumétrica do fluido	$M^{-1} L T^{2}$
L	Comprimento da conduta	L
Q	Caudal	$L^{3} T^{-1}$
R	Coeficiente de resistência da conduta	L^{-3}
R_e	Número de Reynolds	–
S	Área da secção transversal da conduta	L^{2}
V	Velocidade média do escoamento na conduta	$L T^{-1}$
c	Celeridade das ondas elásticas de pressão	$L T^{-1}$
e	Espessura da parede da conduta	L
f	Factor de resistência de Darcy-Weisbach	–
g	Aceleração da gravidade	$L T^{-2}$
h_f	Perda de carga ou declive da linha de energia	L
h_{fs}	Componente da perda de carga em regime permanente	L
h_{fu}	Componente da perda de carga em regime variável	L
t	Coordenada temporal	T
x	Coordenada espacial	L
θ	Factor de ponderação da integração numérica	–
ν	Viscosidade cinemática	$L^{2} T^{-1}$
k′	Coeficiente de decaimento	–
ρ	Massa volúmica do fluido	$M L^{-3}$
ψ	Parâmetro adimensional que depende das propriedades elásticas da conduta.	–

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) o apoio financeiro para a realização deste trabalho através dos projecto PTDC/ECM/64821/2006, assim como ao Técnico de Laboratório, Sr. João Pedro Caetano, pela montagem da instalação experimental.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Carriço, N., (2008). “Modelação e análise experimental de efeitos dinâmicos não convencionais em transitórios hidráulicos em sistemas em pressão”. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Hidráulica e Recursos Hídricos, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.

Chaudhry, M. H. (1987). Applied Hydraulic Transients (2nd Edition), Litton Educational Publishing Inc., Van Nostrand Reinhold Co, New York, USA.

Covas, D. (2003). "Inverse Transient Analysis for Leak Detection and Calibration of Water Pipe Systems - Modelling Special Dynamic Effects." PhD, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London, UK.

Covas, D., Ramos, H., Graham, N., Maksimovic, C., Kapelan, Z., Savic, D., and Walters, G. (2003). "An assessment of the application of inverse transient analysis for leak detection: part II - collection and application of experimental data." Computers and Control in the Water Industry (CCWI 2003), Imperial College London, UK, 15-17 Sept.2003, Pub. Balkema, 79-87.

Covas, D., Stoianov, I., Mano, J., Ramos, H., Graham, N., and Maksimovic, C. (2005). "The Dynamic Effect of Pipe-Wall Viscoelasticity in Hydraulic Transients. Part II - Model Development, Calibration and Verification." Journal of Hydraulic Research, 43(1), 56-70.

Quintela, A. C. (1981). *Hidráulica* , Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa.

Ramos, H., Borga, A., Covas, D., and Loureiro, D. (2004). "Surge damping analysis in pipe systems: modelling and experiments." Journal of Hydraulic Research, 42(4), 413-425.

Ribeiro, R. (2010). “Análise de regimes transitórios em sistemas hidráulicos em pressão: ensinamentos para a utilização de modelos matemáticos”. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa.

Wylie, E. B. and Streeter, V. L. (1978). Fluid Transients , McGraw-Hill.

IDENTIFICAÇÃO DE PADRÕES DE CONSUMO DOMICILIÁRIO ATRAVÉS DA ANÁLISE DE SINAIS

Giovana S. ALMEIDA (1) ; José VIEIRA (2); José A. MARQUES (3); Alberto CARDOSO (4)

RESUMO

Na presente comunicação, apresentam-se alguns desenvolvimentos de um trabalho de investigação, a decorrer actualmente no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, que visa o desenvolvimento de um método para detecção de anomalias e caracterização dos consumos domiciliários de água através do estudo pormenorizado dos padrões dos sinais gerados por instrumentos de medida de consumos. No escopo deste trabalho específico foi projectada e instalada uma estação experimental para a recolha e análise dos sinais que serão processados por um algoritmo de reconhecimento dos padrões cuja finalidade é a identificação dos dispositivos hidráulicos em utilização. Os equipamentos de medição utilizados são: dois contadores volumétricos com saída pulsada, uma placa de aquisição de dados e um computador portátil para processar e analisar os dados. A metodologia proposta contempla as seguintes etapas: montagem de uma estação experimental, recolha de sinais dos consumos, tratamento dos dados, aferição dos sinais gerados pela utilização em cada equipamento para identificação dos padrões existentes, elaboração de algoritmo para identificação dos dispositivos hidráulicos, teste, validação e análise dos consumos em cada dispositivo. Até ao momento foram efectuados os trabalhos de preparação do ambiente controlado, de calibração do sistema hidráulico e de desenvolvimento de software para recolha, preparação e análise dos sinais. Após a fase de laboratório pretende-se realizar a recolha dos sinais através de *dataloggers* instalados em domicílios habitados para teste e validação do algoritmo desenvolvido.

Palavras-chave: consumo de água, identificação de padrões, monitorização do consumo domiciliário, uso eficiente da água.

---

(1) Doutoranda, Engenharia Civil, IMAR – Centro do Mar e Ambiente, Departamento de Engenharia Civil / FCT, Universidade de Coimbra, giovanaalmeida@dec.uc.pt

(2) Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Braga, Portugal, jvieira@civil.uminho.pt.

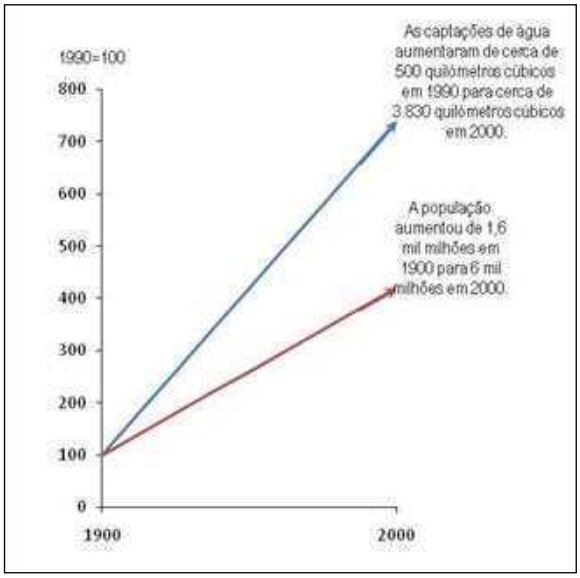
(3) Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal, jasm@dec.uc.pt

(4) Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Informática, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal, alberto@dei.uc.pt

1. INTRODUÇÃO

Há cerca de um século tem-se observado que a procura da água potável está a crescer mais do que a população mundial. Neste período a população quadruplicou, enquanto o consumo de água cresceu sete vezes, conforme representado na Figura 1, tendo como consequência o aumento do risco de escassez em diversos países (PNUD, 2006). Em Portugal, assim como nos países mediterrânicos, estima-se que haverá falta de água de qualidade em 10 ou 15 anos, não só pelo aumento da procura, mas também devido a ineficiência no consumo, desperdício e má gestão das águas residuais, que podem vir a contaminar as fontes de abastecimento (Observatório do Algarve, 2007). Anualmente são perdidos em Portugal cerca de três mil milhões de metros cúbicos de água devido ao desperdício, sendo que a metade deste volume é perdido no meio urbano, em edifícios e redes públicas (Diário Digital, 2010).

É necessário um maior controlo e integração das diversas origens da água, além da minimização das perdas que em alguns sistemas pode atingir 40% do volume (Carvalho *et al.*, 2005). Estas perdas geram custos que representam 39% do valor global estimado para a procura de água e 0,64% do PIB (PNUEA, 2001). O ponto de partida para melhorar esta situação será considerar a água como um recurso escasso, para que seja dado um maior enfoque na gestão sustentada da procura e do consumo (Cap-Net, UNDP, 2008).



Fonte: SIWI e outros 2006, apud PNUD, 2006

Figura 1. Relação entre a procura de água e crescimento populacional.

Programas para o uso eficiente da água em Portugal (PNUEA, 2001), (Lisboa E-nova, 2006) propõem alternativas para a diminuição das ineficiências no consumo da água nos diversos níveis de consumo. Ao nível dos sistemas prediais estima-se que a redução de pressões e de perdas de água no sistema predial de abastecimento, isolamento térmico do sistema de

distribuição de água quente, reutilização ou uso de água de qualidade inferior nas utilizações que não requerem uma qualidade muito "apurada", seriam acções viáveis para alcance dos objectivos propostos nestes programas. Um dos pontos de partida para que a implementação destas propostas tenha resultados efectivos é o conhecimento detalhado dos caudais consumidos. Os dados pormenorizados dos consumos possibilitam a identificação de perdas, a monitorização, o controlo e operação da rede, e podem fornecer estimativas de padrão de consumo importantes para identificar modelos de facturação e tarifários.

Os sistemas de telemetria domiciliária têm vindo a ser cada vez mais utilizados pelas entidades gestoras da água como uma ferramenta de gestão, pois fornecem dados mais detalhados e fiáveis dos consumos. Apesar das inúmeras vantagens da telemetria e do custo de implantação cada vez mais reduzido com as inovações tecnológicas, ainda é um desafio explorar todas as potencialidades do sistema, já que é necessário gerir um grande volume de dados produzidos diariamente (Medeiros *et al.*, 2007). Esta situação cria oportunidades para o desenvolvimento de modelos e algoritmos que utilizem esta base de dados para fazer uma análise pormenorizada dos consumos, possibilitando uma gestão mais eficiente da água. Visando contribuir com a criação de novas ferramentas de monitorização e controlo dos consumos que utilizem este tipo de bases de dados, um trabalho de investigação que está a decorrer actualmente no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, tem como objectivo principal o desenvolvimento de um método para detecção de anomalias e caracterização dos consumos de água através do estudo pormenorizado dos padrões dos sinais gerados por instrumentos de medida de consumos domiciliários.

A presente comunicação visa apresentar os desenvolvimentos deste trabalho de investigação, com enfoque na descrição da metodologia proposta, nos trabalhos realizados e nas pesquisas existentes nesta área de investigação. Até ao momento foram realizados os trabalhos de preparação do ambiente controlado, calibração do sistema hidráulico, desenvolvimento de software para recolha, preparação e análise dos sinais. Após a fase de laboratório pretende-se realizar recolha dos sinais através de *dataloggers* instalados em domicílios habitados para teste e validação do algoritmo desenvolvido.

2. CARACTERIZAÇÃO DO CONSUMO (ESTADO DA ARTE)

O interesse por estudos sobre a caracterização detalhada dos consumos domésticos está a crescer devido à possibilidade de identificação de oportunidades de melhoras na gestão e na eficiência da utilização da água. Nos trabalhos analisados em bibliografia disponível, verifica-se a utilização de diversas metodologias para a caracterização dos consumos. Os inquéritos são normalmente usados para fazer uma estimativa dos consumos, enquanto que quando se querem dados mais precisos, as ferramentas mais utilizadas são softwares e recolha de dados através de equipamentos electrónicos. A precisão dos resultados varia de acordo com o método escolhido, o que se reflecte também nas possibilidades de análises disponíveis conforme os tipos de dados gerados.

Em Portugal, o LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil realizou um estudo (Almeida *et al.*, 2002), onde são apresentadas componentes do consumo de água

doméstico levantadas a partir de inquéritos e bibliografia estrangeira. As componentes apresentadas no Quadro 1 são resultados de um inquérito a 100 pessoas (40 domicílios) ao consumo em instalações residenciais. As percentagens foram feitas com base em cálculos aproximados de volume por uso em função da previsão da frequência de utilização dos dispositivos e consumos por cada utilização.

Quadro 1. Consumo doméstico em Portugal.

Equipamentos/usos	Consumo Doméstico de água com usos externos (%)	Consumo Doméstico de água sem usos externos (%)
Autoclismo	28	30
Banho	32	36
Torneira de Pia de Cozinha	16	16
Máquina de lavar roupa	8	9
Máquina de lavar louça	2	2
Perdas	4	5
Usos Externos	10	

Fonte: Adaptado de ALMEIDA A.C. *et al.* (2002).

Um estudo feito por Pinheiro *et al.* (2007) também utiliza inquéritos como ferramenta para caracterização dos consumos domésticos, onde são consideradas como variáveis importantes as características sócio-demográficas da população, técnico-hidráulicas da rede e tipologia do edificado. Além disso, é proposta a análise de uma base de dados de consumo gerados por telemetria em 240 residências na cidade de Lisboa. Estes dados serão utilizados para uma caracterização detalhada dos consumos, no entanto, não foi verificada a previsão da caracterização por dispositivo hidráulico.

A nível mundial, existem diversos estudos "in loco" para caracterização do consumo de água por dispositivo hidráulico em domicílios. Em alguns países europeus e americanos (Quadro 2) foram determinadas as percentagens de consumo em cada dispositivo.

Quadro 2. Consumo doméstico em alguns países.

Equipamento/ País	**Suíça**	**EUA**	**Heather-wood***	**UK**	**México**	**Suécia**	**Espanha****	**Colômbia**	**Brasil *****
Autoclismo	40%	40%	25,7%	37%	35%	27%	12%	40%	8%
Banho	37%	30%	18,84%	37%	30%	19%	20%	30%	28%
Lavatório	-	-	15,42%	-	-	-	-	-	10%
Cozinha	6%	10%	-	4%	-	-	31%	5%	33%
Consumo	5%	-	-	-	-	-		-	
Máq. lavar roupas	4%	15%	24,45%	11%	-	-	6%	-	17%
Máq. Lavar louça	-	-	3,27%	11%	-	-	1%	10%	
Limpeza de chão	3%	-	-	-	-	-	-	15%	
Jardins	3%	-	-	-	-	-	27%	-	
Limpeza de carros	1%						-		
Outros	1%	5%	12,31%	-	-	-	3%	-	3%

Fonte : SABESP, 2003 http://www.sabesp.com.br.
* Boulder – Califórnia.
** Microcomponentes y factores explicativos del consumo doméstico de agua en la Comunidad de Madrid, 2008.
***Fonte: Almeida, G.S. 2007.

As investigações realizadas nos EUA (Mayer, 2005), Espanha (González *et al.*, 2008) e Brasil (Almeida *et al.*, 2006) apresentam metodologias utilizadas para a caracterização dos consumos em edifícios habitados. Nos três casos foram utilizados contadores com saída pulsada e *dataloggers* para recolha dos dados dos consumos. No entanto, observou-se que foram utilizadas diferentes metodologias para análise dos dados. No Brasil, os dados dos pulsos foram convertidos em caudal (l/s) para que pudessem ser elaborados gráficos dos consumos através de folhas de cálculo. Estes gráficos, que representam os sinais, foram correlacionados com as informações do instante de utilização em cada equipamento (dado fornecido pelos utentes). Desta forma, foi possível identificar com precisão o sinal de algumas utilizações, pois, devido a falhas nas anotações dos utentes e a usos simultâneos dos dispositivos hidráulicos, parte dos consumos foram estimados devido à baixa precisão dos dados fornecidos.

Em Espanha, os dados foram analisados através das informações dos pulsos contrastadas com a caracterização prévia das suas magnitudes e padrões temporais, o que permitiu identificar o uso da água em cada instante. Não foi possível identificar no Relatório deste estudo mais detalhes sobre o método sendo, por isso, desconhecido o nível de precisão do mesmo.

Nos EUA foi utilizado o software TraceWizard© 4.0 específico para reconhecimento dos sinais através de ajustes de parâmetros (i.e. caudal, tempo, etc.). Para possibilitar o uso de identificação dos sinais gerados pelo *datalogger* o analista que trabalha com o software desenvolve um conjunto de propriedades para cada dispositivo (volume, duração de uso, entre outros) que faz com que o programa distinga o evento de uso de uma torneira com o evento de uso de uma sanita e assim por diante. Caso estes parâmetros não sejam bem ajustados não será possível a identificação fiel dos eventos e quando três ou mais eventos ocorrem ao mesmo tempo pode não ser possível desagregar com precisão todas as utilizações finais.

Visando obter maior precisão na caracterização dos consumos algumas investigações (Barreto, 2008 e Fernandes, 2007) optaram por colocar um contador em cada dispositivo hidráulico e outro na tubagem de entrada do abastecimento. Apesar da justeza das informações, este tipo metodologia seria de difícil implementação em edificações habitadas, já que exigiria a realização de obras em todas as instalações, o que poderia não ter viabilidade técnica e económica na maioria das situações.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

O estudo tem como objectivo principal o desenvolvimento de um algoritmo que permita a identificação de sinais gerados pelos consumos em cada um dos dispositivos de utilização domésticos utilizando dados de utilização geral. Para tanto, inicialmente será necessário fazer ensaios experimentais em ambiente controlado para que seja possível testar as diversas possibilidades de configuração das instalações e construção de algoritmos. As etapas dos ensaios experimentais consistem, fundamentalmente em: i) montagem da instalação experimental, ii) calibração do sistema hidráulico e de aquisição de sinais, iii) acondicionamento dos sinais, iv) tratamento dos dados e v) aplicação do algoritmo para reconhecimento dos padrões de consumo. Para este trabalho específico foi projectada e

instalada uma estação experimental, onde será feita a recolha e análise dos sinais. Os equipamentos a utilizar serão contadores volumétricos com saída pulsada, placa de aquisição de dados e um computador portátil para armazenar, processar e analisar os dados.

Para o tratamento dos dados serão usadas ferramentas de processamento digital de sinais, como por exemplo algoritmos de deconvolução (Diniz, 2004), para tratar da sobreposição dos sinais oriunda dos usos simultâneos dos diversos dispositivos no sistema hidráulico. Após este tratamento serão testadas técnicas de extracção de características e classificadores para identificar os sinais de cada caudal nas classes dos seus respectivos equipamentos.

Para elaboração do algoritmo para reconhecimento de padrões dos sinais gerados pretende-se aplicar um extractor de características e um classificador para reconhecimento dos padrões dos sinais, conforme o equipamento estudado. As características podem ser extraídas no domínio do tempo ou da frequência (e.g. FFT – *Fast Fourier Transform*, *Wavelets* ou *Curvelets*). Estima-se que as características temporais ou em frequência da resposta transitória do sistema hidráulico às perturbações, resultantes do accionamento dos dispositivos hidráulicos, variam de acordo com a posição destes dispositivos na rede. Tal facto resulta numa assinatura distinta para cada dispositivo, permitindo ao classificador a identificação destes, ainda que se conheça apenas o sinal do caudal na tubagem de entrada do abastecimento. Os algoritmos tradicionais de reconhecimento de padrões (i.e. baseados em estatística) subdividem o problema de classificação em duas tarefas distintas: a extracção de características e a comparação e casamento destas características com as de modelos perfeitos, livres de ruídos, representativos dos seus respectivos protótipos (Ludwig, 2004). Sendo assim, espera-se que, por exemplo, para identificar o accionamento do autoclismo, o algoritmo compare o sinal deste dispositivo com o protótipo gerado para cada um dos dispositivos, até que faça a identificação do dispositivo correcto, fazendo então a contabilidade do caudal verificado. Os protótipos serão definidos após ensaio controlado que consiste no accionamento de cada dispositivo de forma ordenada e com o controlo da hora de início e dos tempos de abertura. Também serão gerados protótipos para identificar dois ou mais dispositivos que estejam a ser usados simultaneamente.

Após o desenvolvimento e validação do sistema no ambiente controlado, dar-se-á início à recolha de dados em residências habitadas (cerca de 50 residências). Serão escolhidas inicialmente algumas residências para avaliação dos resultados. Após confirmação da eficácia do algoritmo dar-se-á continuidade ao procedimento de análise nas demais residências. Os dados dos sinais dos consumos serão analisados no período de um ano, cobrindo as quatro estações.

Até ao momento foram efectuados os trabalhos de preparação do ambiente controlado, de calibração do sistema hidráulico e de desenvolvimento de software para recolha e tratamento dos sinais.

4. PREPARAÇÃO DO AMBIENTE CONTROLADO

No sistema hidráulico laboratorial foram instalados dois contadores volumétricos com saída pulsada (Actaris Aquadis+, classe D) e duas torneiras (Figuras 2 e 3). Um transdutor foi instalado no contador para transformar o caudal volumétrico em pulsos, sendo que cada pulso representa 0,1 litros, que é o volume de giro do contador, e cuja duração temporal permite obter o correspondente caudal. Para interligar este transdutor ao computador portátil foi considerada uma placa de aquisição de dados com interface USB (NI USB-6009 Data Acquisition), que permite a leitura através de vários canais analógicos de entrada e a recolha e armazenamento dos dados através, por exemplo, do MatLab/Simulink®.

Foram desenvolvidas funcionalidades no Simulink® para leitura e tratamento dos dados para que seja possível a análise e o desenvolvimento de algoritmos para classificação dos sinais de caudal.

Desenvolvimentos futuros prevêem agregar a este sistema laboratorial medidores de pressão, tipo transdutores de pressão piezoeléctricos, para verificar de que forma as variações na pressão dentro da tubagem podem influenciar as características dos sinais gerados. Além disto, as perdas de carga localizadas também serão estudadas, pois, teoricamente, estas perdas também interferem nestes sinais.



Figura 2. Sistema laboratorial.



Figura 3. Recolha de dados.

5. CALIBRAÇÃO DO SISTEMA HIDRÁULICO

Antes do início da recolha dos dados para a sua análise e identificação dos padrões, foi feita a calibração no sistema hidráulico do ambiente controlado com o intuito de verificar falhas nas leituras dos contadores, sensores/transdutores de pulso magnético ou placa de aquisição de dados. A calibração consiste na abertura de uma torneira pelo período de tempo necessário para preencher um cubo de volume conhecido, nomeadamente de 50 litros. Em seguida são comparados os volumes aferidos nos contadores com os dados apresentados no software em Simulink®. Foram efectuadas duas repetições do ensaio de calibração de forma a obter uma maior precisão nos dados que se encontram no Quadro 3.

Quadro 3. Ensaio de Calibração.

Hora de início	17:40:00
Data:	18-06-2010

Volume do recipiente	50	litros
Tempo de enchimento	205	segundos
Caudal	0,24	l/s

Equipamento	Volume Equipamento (l)			Volume Simulink (l)		
	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3
Contador 1	50,5	50,4	50,7	50,6	50,5	50,7
Contador 2	50,8	50,6	50,8	50,9	50,7	50,9
Diferença (2-1)	0,3	0,2	0,1	0,3	0,2	0,2

Quadro 4. Análise estatística dos dados do ensaio de calibração.

Análise	Equipamento		Simulink		Diferença (simulink-equipamento)	
	Contador 1	Contador 2	Contador 1	Contador 2	Contador 1	Contador 2
Média	50,53	50,73	50,60	50,83	0,07	0,10
Mediana	50,5	50,8	50,6	50,9	0,10	0,10
Desvio Padrão	0,1528	0,1155	0,1000	0,1155	-0,05	0,00

Os volumes apresentados nos contadores foram semelhantes aos valores verificados na contagem de pulsos do Simulink®. Considerando a média e a mediana (Quadro 4), observou-se que a diferença entre os valores do Simulink® e os contadores ficou em torno de 0,1 litro. Esta diferença não foi considerada significativa em comparação com o volume total medido (cerca de 0,2% do total).

Com a análise dos resultados obtidos verificou-se que os equipamentos estão a funcionar de forma adequada, existindo pequenas divergências nas leituras que não são consideradas significativas. A diferença entre os valores de controlo (volume do cubo) e aqueles apresentados nos contadores e no Simulink® foram entendidos como falta de precisão do volume do recipiente.

6. FERRAMENTAS PARA RECOLHA E ANÁLISE DOS SINAIS

As funcionalidades para recolha e tratamento dos dados foram desenvolvidas em MatLab/Simulink®, que é uma ferramenta comercial para modelização, simulação e análise de sistemas dinâmicos. O Simulink® utiliza uma ferramenta de representação gráfica por blocos como principal interface, assim como um conjunto personalizável de bibliotecas de blocos. Ele oferece integração com o resto do ambiente Matlab®, sendo amplamente utilizado na teoria de controlo e processamento digital de sinal para simulação de sistemas

em vários domínios (http://www.mathworks.com/products/simulink/description1.html, acedido a 03/08/2010).

Para recolha dos sinais através das entradas da placa de aquisição (*Analog input*) foi utilizada uma interface com o Simulink® representada por um bloco de aquisição de dados de múltiplos canais. Cada contador foi ligado a um canal da placa de aquisição, sendo representados pelos sinais *HWChannel0* e *HWChannel1*, conforme apresentado na Figura 4. Foram adicionados blocos de *output* para armazenagem dos dados no Matlab® e para representação gráfica da aquisição dos sinais (*Scope*). Também foi inserido um bloco de contagem do tempo para se ter o controlo da duração da aquisição.

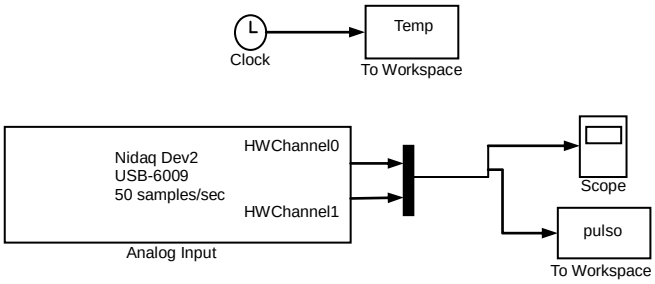


Figura 4. Modelo no *Simulink* para aquisição de dados.

A aquisição dos dados através da placa de aquisição é configurada através da escolha dos canais envolvidos (no caso, canais 0 e 1), do número de amostras por segundo (neste caso, 50 amostras/s) e do número de amostras disponibilizadas pela placa relativamente a cada canal (no caso da placa NIdaq USB 6009 há um mínimo de 2 amostras por canal). Para a organização sequencial dos dados em conformidade com os tempos em que foram medidos, a partir das amostras disponibilizadas pela placa relativamente a cada canal, foi desenvolvida uma função em MatLab®.

Até esta fase, os dados adquiridos estão em forma de pulsos, sendo necessário convertê-los em caudais para que seja possível efectuar a análise pretendida, isto é, identificar o padrão de cada utensílio/equipamento.

Dado que cada pulso representa o consumo de 0,1 litro num determinado período de tempo (como já foi explicado anteriormente), foi construído outro modelo no Simulink® para conversão dos pulsos em volume totais e caudais (Figura 5). Neste modelo foi utilizado um bloco para leitura dos dados armazenados no MatLab®, um para contagem dos pulsos (*hit crossing*), um para conversão dos dados (converte o tipo de dados de entrada e dimensiona os dados de saída), um para transformar o sinal discreto em sinal contínuo (*zero-order hold*), um para integração e outro para o ganho. Esta configuração de blocos permite calcular o volume de água que passou em cada contador.

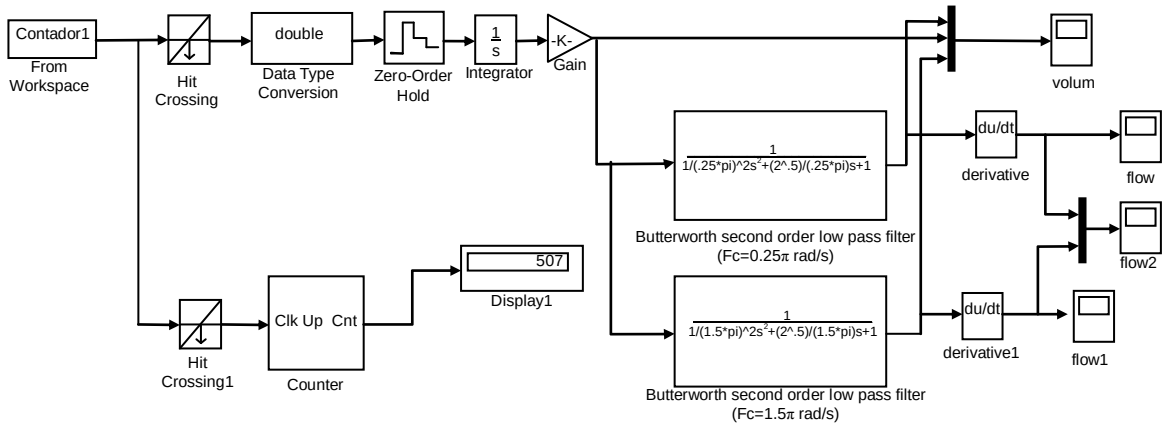


Figura 5. Modelo para o cálculo do volume e caudal no *Simulink*.

Para calcular o caudal foi necessário dimensionar um filtro passa baixa para o corte da faixa de frequências indesejadas (componentes de alta frequência) provenientes de ruídos, neste caso, oriundos do giro do êmbolo do equipamento de medição dos caudais (contador volumétrico). Sem o efeito suavizante do filtro não é possível derivar a curva do volume e calcular o caudal, pois o gráfico original tem a forma de degraus (Figura 6 e 7).

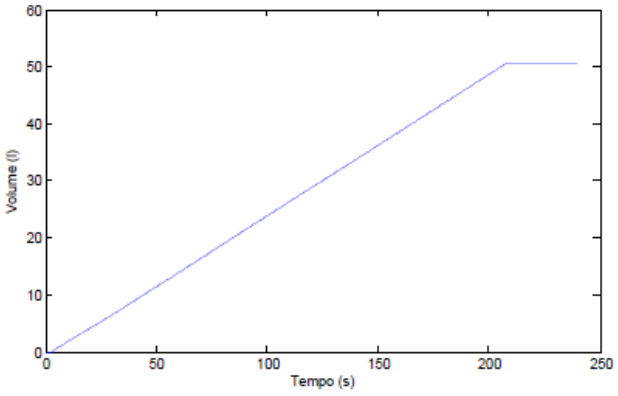


Figura 6. Gráfico do volume.

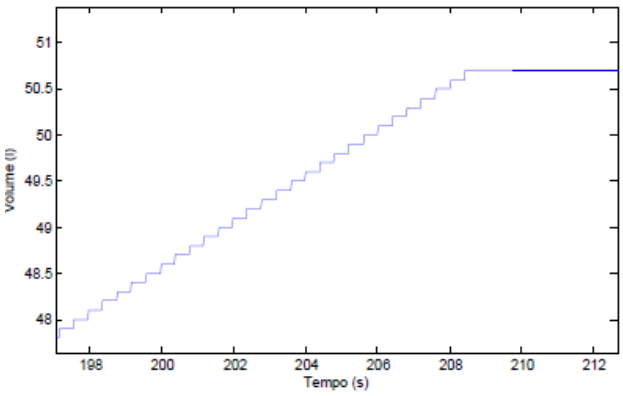


Figura 7. Detalhe do gráfico do volume.

Assim, utilizaram-se filtros passa-baixo de Butterworth (1930) de segunda ordem com frequências de corte de 1,5π rad/s e 0,25π rad/s. A função utilizada neste filtro é a seguinte:

$$H(s) = \frac{1}{\left(\left(\frac{1}{f_c}\right)^2 s^2 + 1{,}4142\left(\frac{1}{f_c}\right)s + 1\right)} \quad (1)$$

“em que:

H(s) é a função de transferência

f_c é a frequência de corte

s é a frequência estipulada por Butterworth”

Com a aplicação dos filtros obtiveram-se curvas mais suaves como pode ser visto na Figura 8. Após o cálculo da derivada foi possível identificar o caudal.

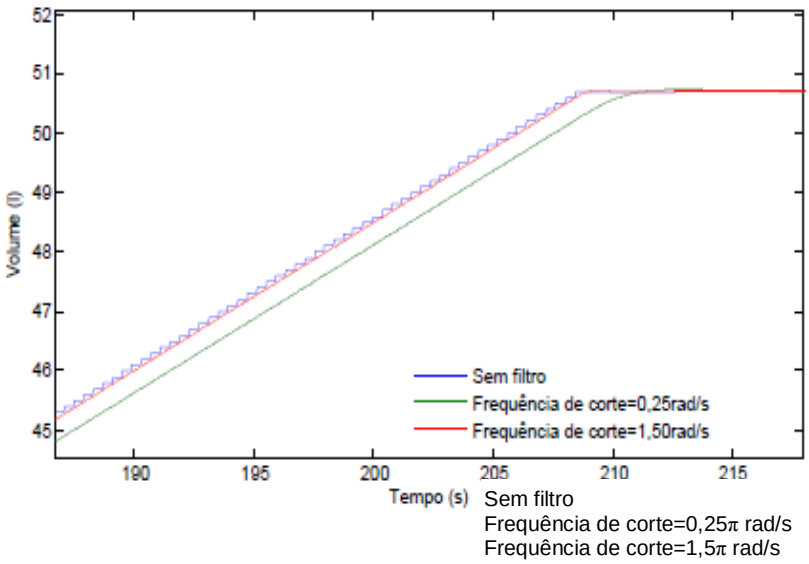


Figura 8. Gráfico do volume com aplicação de filtros passa-baixo.

O gráfico que resultou da aplicação do filtro passa-baixo com a frequência de corte de 1,5π rad/s é o que mais se aproxima dos valores originais do gráfico de volume, apesar de conservar ainda componentes de alta frequência que interferem na obtenção do correspondente sinal de caudal (Figura 9). O filtro com o corte de 0,25π rad/s faz com que o sinal do caudal apresente curvas mais suaves destacando as suas características (Figura 10).

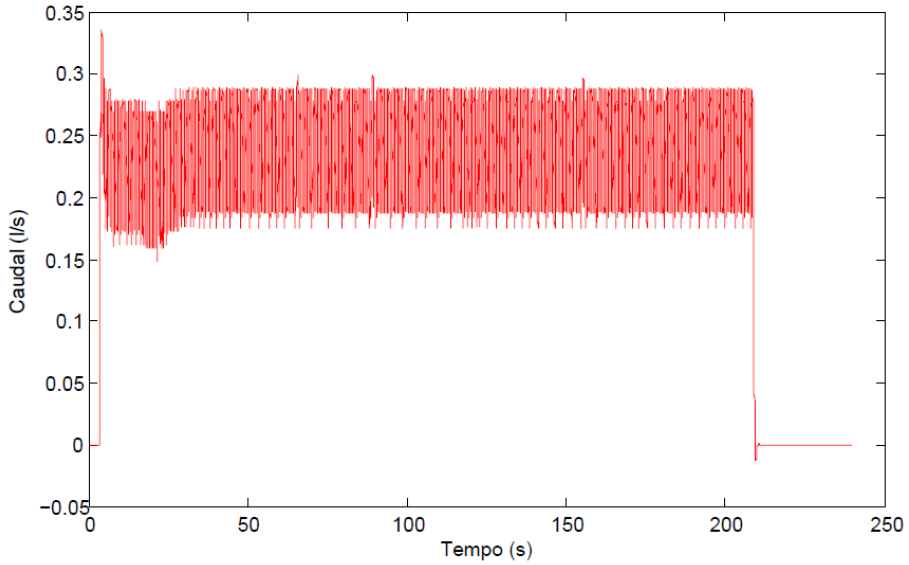


Figura 9. Caudal obtido com filtro passa-baixo com frequência de corte de 1,5π rad/s.

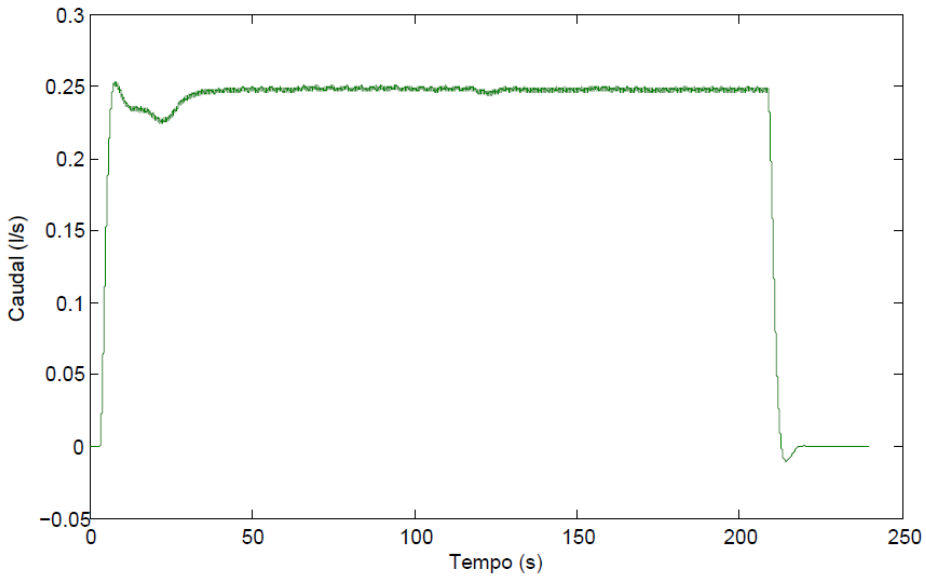


Figura 10. Caudal obtido com filtro passa-baixo com frequência de corte de 0,25π rad/s.

Comparando os volumes contabilizados nos contadores com os obtidos pelos modelos desenvolvidos no Simulink®, observou-se que os valores são similares podendo, por isso, concluir-se que as funcionalidades desenvolvidas se mostram adequadas aos objectivos propostos.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os trabalhos desenvolvidos até ao momento concentraram-se, fundamentalmente, na preparação do sistema laboratorial em ambiente controlado, na calibração do sistema hidráulico e no software para recolha, preparação e análise dos sinais. Os resultados obtidos até esta fase foram considerados satisfatórios, já que os equipamentos instalados e as ferramentas desenvolvidas estão em pleno funcionamento, correspondendo aos objectivos propostos. Na próxima fase serão concentrados esforços na recolha de sinais provenientes de caudais em diversas configurações hidráulicas. Com base nestes dados, será desenvolvida uma estrutura de algoritmos para reconhecimento dos sinais, procurando-se identificar aquele que apresenta o maior número de acertos. Após a fase de laboratório pretende-se realizar a recolha dos sinais através de *dataloggers* instalados em domicílios habitados para teste e validação de toda a metodologia.

Espera-se que o sistema apresentado, com o trabalho a desenvolver, venha a permitir a monitorização e o controlo mais eficiente dos consumos de água, de forma que, através de um computador ou de um dispositivo móvel, o utilizador possa fazer o acompanhamento dos consumos em qualquer periodicidade (horária, diária, semanal, mensal ou anual), identificar gastos desnecessários com perdas e uso excessivo, para além de poder ser alertado nos casos de anomalias nos padrões de consumo, nomeadamente fugas e roturas.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho está a ser desenvolvido no âmbito de um Projecto de Doutoramento na Universidade de Coimbra, financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT).

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA

a. Livro

Diniz, P. S. R.; Silva, E. A B S; Netto, S. L. (2004). Processamento Digital de Sinais: Projeto e Análise de Sistemas. Bookman, Porto Alegre-RS.

b. Artigo em Revista Científica

Barreto, D. Perfil do consumo residencial e usos finais da água. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 8, n. 2, p. 23-40, abr./jun. 2008. ISSN 1678-8621 © 2008, Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído.

Butterworth S. Theory of Filter Amplifiers. Experimental Wireless & the wireless engineer, UK, Ex 71, v. 7 issue, p. 536-541, October 1930. Library Storage (Physics – Math – Astronomy Library). http://www.expertran.com/butter/paper.pdf.

c. Artigo e actas de congresso (ou equiparado)

Almeida G.A, Kiperstok A., Dias M., Ludwig O. (2006) Metodologia para Caracterização de Consumo de Água Doméstico por Equipamento Hidráulico. Anais do Silubesa/ Abes. Figueira da Foz.

Almeida, M.C; Melo Batista, J.; Vieira, P.; Moura E Silva, A.; Ribeiro, R. (2002) O Uso Eficiente da Água em Portugal no Setor Urbano: que Medidas e que Estratégias de Implementação?. APDA e LNEC. Lisboa.

Carvalho, H., Silva, J., Marques, M. J., Chainho, P. Matos R., Parente S.LPN – Liga para a Protecção da Natureza., O Estado da Água Doce em Portugal, Junho 2005.

González, F.C., Rueda, T.R e Les, S.O (2008). Microcomponentes y factores explicativos del consumo doméstico de agua en la Comunidad de Madrid. Cuadernos I+D+I 4. Canal de Isabel II.

Medeiros, N.; Loureiro D.; Mugeiro J.; Coelho S.T.; Branco, S. Concepção, Instalação e exploração de sistemas de telemetria domiciliária para apoio à gestão técnica de sistemas de distribuição de água. I Conferência INSSAA – Modelação de Sistemas de Abastecimento de Água. Barcelos. 10 e 11 de Maio de 2007.

Pinheiro, L.C; Loureiro, D.; Covas, D; Alegre, H.; Pinheiro I.; Medeiros, N.; Mugeiro, J.; Branco, L. Metodologia para Caracterização de Capitações Domésticas. I Conferência INSSAA – Modelação de Sistemas de Abastecimento de Água, Barcelos, 10 e 11 de Maio de 2007.

d. Teses ou dissertações

ALMEIDA, Giovana .Metodologia para caracterização de efluentes domésticos para fins de reúso: estudo em Feira de Santana, Bahia. 2007, 180p. Dissertação (Mestrado Profissional em Gerenciamento e Tecnologia Ambiental no Processo Produtivo) -- Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia.

Fernandes, Bruno C. Construção de um Sistema Eletrônico de Monitoramento de Consumo de Água Residencial. 2007, 65 p. Projeto de Graduação apresentado ao Departamento de Engenharia Elétrica. Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo.

Ludwig, O. Análise Comparativa entre Métodos de Reconhecimento de Padrões Aplicado ao Problema de Gás-Lift. 2004, 88p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Elétrica) – Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia.

e. Sítios na internet

Cap-Net - Capacity Building for Integrated Water Resources Management, UNDP - United Nations Development Program. Economia e Gestão Sustentável das Águas. Manual de Capacitação e Guia Prático, Março de 2008. http://www.gwpsudamerica.org/docs/publicacoes/doc_138_pt.pdf) (acedido a 10 de Novembro de 2009).

Diário Digital. Desperdício doméstico de água atinge 750 M€ anualmente. Portugal, 9 de

Julho de 2010. http://diariodigital.sapo.pt/news.asp?section_id=114&id_news=459108&page=0, acedido a 23 de Julho de 2010)

Instituto da Água. Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água. Ministério do Ambiente e do Ordenamento do Território. Estudo elaborado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) com apoio do Instituto Superior de Agronomia (ISA). Lisboa, Setembro de 2001. http://www.portugal.gov.pt/Portal/Print.aspx?guid=%7BDC1985F7-ABCC-4A1F-8019-E16_B3F143637%7D (acedido a 29 de Abril de 2010).

Lisboa E-Nova - Agência Municipal de Energia - Ambiente de Lisboa. Matriz da Água de Lisboa. Lisboa, Abril de 2006. (http://lisboaenova.org/index.php?option=com_content&task=view&id=154&Itemid=219 (acedido a 26 de Setembro de 2009).

Mayer P. (2005) Water And Energy Savings From High Efficiency Fixtures and Appliances in Single Family Homes. USEPA — Combined Retrofit Report - Volume 1. http://www.aquacraft.com/Products/tracewizard.html (acedido a 25 de Junho de 2009).

Observatório do Algarve. Portugal terá falta de água de qualidade em 10/15 anos. Portugal 30 de Agosto de 2007. http://www.observatoriodoalgarve.com/cna/noticias_ver.asp?noticia= 16003, acedido a 10 de Julho de 2010.

PNUD – Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento. Relatório do Desenvolvimento Humano 2006. A água para lá da escassez: poder, pobreza e a crise mundial da água. New York – USA, 2006. http://hdr.undp.org/en/media/HDR2006_Portuguese_Summary.pdf (acedido a 12 de Outubro de 2009).

IDENTIFICAÇÃO E AVALIAÇÃO DO RISCO DE PERIGOS QUÍMICOS NA ÁGUA PARA CONSUMO HUMANO – CASO DE ESTUDO, ÁGUAS DO ALGARVE, S.A.

Raquel FREITAS [1]; Lizete COSTA; Patrício FONTINHA; Ana C. CALVINHO; Alfredo DIAS; Carlos VAZ; Rui SANCHO

RESUMO

A Águas do Algarve, SA. (AdA) é a empresa concessionária do Sistema Multimunicipal de Abastecimento de Água do Algarve (SMAAA) responsável pelo fornecimento de água a uma população residente de cerca de 430.000 pessoas, número que aumenta cerca de 200-300% durante época alta. Como entidade gestora explora quatro estações de tratamento de água (ETA) e um sistema de adução composto por mais de 450 km de condutas.

A Carta de Bona, publicada pela *International Water Association* (IWA), criou a base para as entidades gestoras desenvolverem Planos de Segurança da Água (PSA), como forma de garantirem o abastecimento seguro de água para consumo humano. A AdA decidiu implementar o PSA, baseado nos princípios da metodologia *Hazard Analysis and Critical Control Points* (HACCP), em simultâneo com a ISO 22000:2005 e a Certificação do Produto Água para Consumo Humano, tendo obtido estas certificações em meados de 2007.

A Identificação de Perigos e Eventos Perigosos e a respectiva Avaliação de Riscos é uma fase crucial na implementação de um PSA. Esta comunicação descreve a metodologia desenvolvida pela AdA na Identificação e Avaliação do Risco de Perigos Químicos (IAPQ) e respectivos resultados obtidos, quer no âmbito da implementação do seu PSA, quer durante a correspondente optimização/revisão.

PALAVRAS-CHAVE: avaliação do risco, certificação de produto, perigos químicos, plano segurança de água

[1] Licenciada em Eng.ª Química, Responsável Técnica de Laboratório, Águas do Algarve, S.A., Rua do Repouso nº10, 8000-302 Faro, r.freitas@aguasdoalgarve.pt, 00 351 289 899 070, 00 351 289 899 079

1. INTRODUÇÃO

A Águas do Algarve, S.A. (AdA), é a empresa concessionária do Sistema Multimunicipal Abastecimento de Água do Algarve (SMAAA), responsável pelo fornecimento de água para consumo humano a uma população residente de cerca de 440.000 pessoas, aumentando este número até cerca de 1.200.000 pessoas durante a época alta. A AdA explora 4 estações de tratamento de água (ETA) com uma capacidade máxima total de tratamento de 5,65 m^3/s, nomeadamente:

- ETA de Alcantarilha (3 m^3/s);
- ETA de Tavira (2,2 m^3/s);
- ETA de Fontainhas (0,30 m^3/s)
- ETA de Beliche (0,15 m^3/s)

O sistema de adução é composto por mais de 450 km de condutas, diversas estações elevatórias e reservatórios, duas estações elevatórias reversíveis que permitem a transferência de água entre o Sotavento e o Barlavento Algarvios, e vice-versa.

A publicação da Carta de Bona (*Bonn Chater*), por parte da *International Water Association* (IWA), associação internacional que visa promover o desenvolvimento de ferramentas eficazes na gestão sustentável de sistemas de abastecimento de água, criou a base para as entidades gestoras desenvolverem Planos de Segurança da Água (PSA), como forma de garantirem o abastecimento seguro de água para consumo humano.

A certificação pela ISO 22000:2005 integra os princípios do PSA, associando-os a programas pré-requisitos (PPR), estabelecidos com base nos princípios e boas práticas da *General Principles of Food Hygiene* (Comissão de *Codex Alimentarius*, 2003) e aos requisitos dos sistemas de gestão, permitindo a validação do PSA através de entidades externas e independentes.

A AdA decidiu implementar o PSA em simultâneo com a ISO 22000:2005 e a Certificação do Produto Água para Consumo Humano, de acordo com o referencial APCER 5001, tendo seguido a sequência genérica de etapas representada na figura 1 para a persecução desse objectivo.

Uma das fases cruciais na implementação do PSA foi, sem dúvida, a identificação de todos os potenciais perigos (de origem biológica, química, radiológica e/ou física), eventos perigosos e consequente avaliação de risco, associados a todo o processo de tratamento e adução de água.

Dada a evolução tecnológica da análise química e o rápido crescimento na utilização de produtos químicos em todas as actividades do quotidiano, a identificação e a avaliação dos riscos associados aos perigos químicos reveste-se de elevada importância e dificuldade. Anualmente são identificados novos perigos químicos cujos potenciais efeitos na saúde humana e animal são ainda pouco conhecidos, mas para os quais existem evidências de significativas ocorrências no meio ambiente.

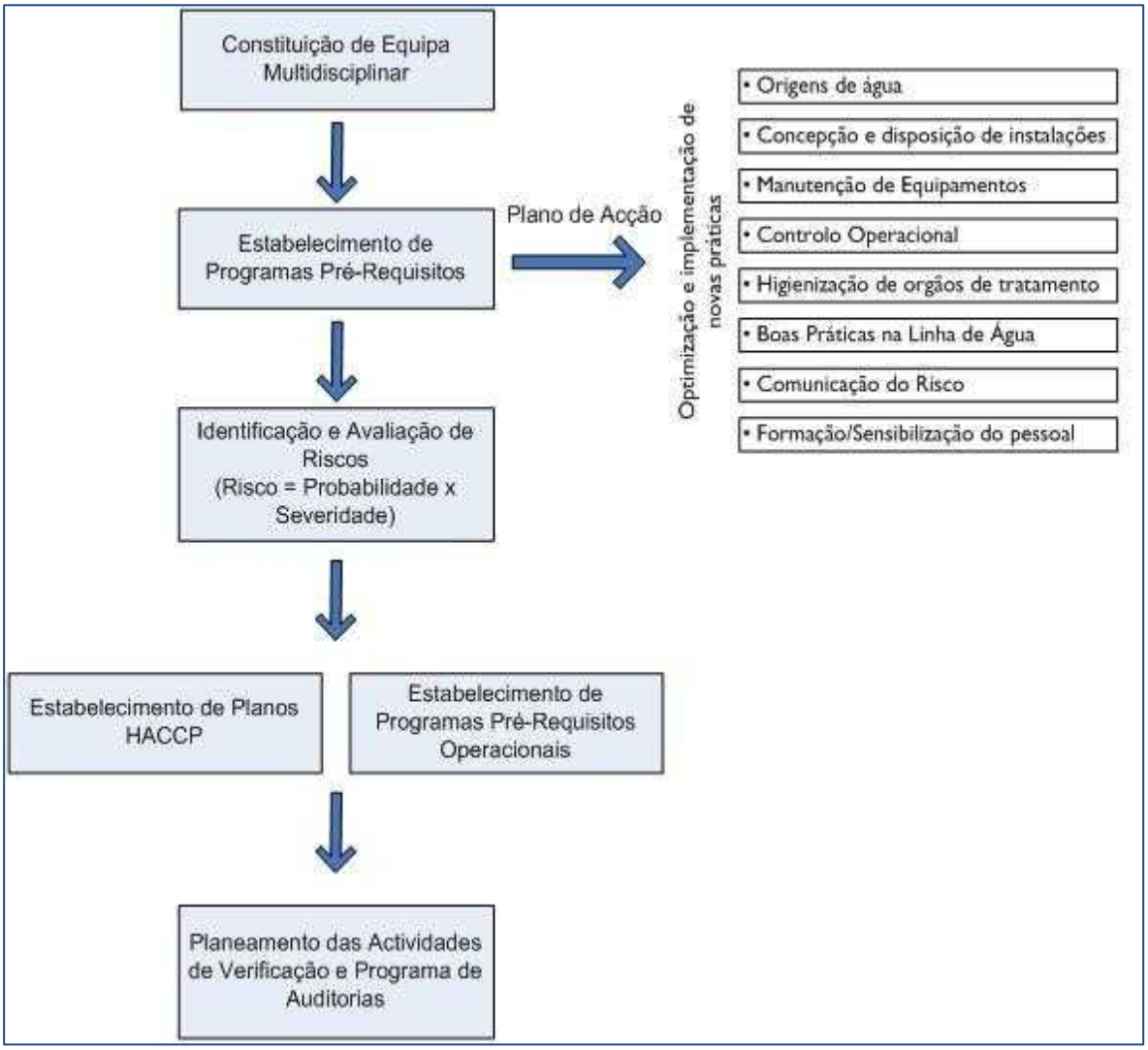


Figura 1. Representação esquemática do desenvolvimento PSA

2. IMPLEMENTAÇÃO DA METODOLOGIA E RESULTADOS OBTIDOS

2.1. Identificação e classificação de perigos químicos

A identificação e a listagem de todos os perigos químicos passíveis de ocorrerem na água de consumo foram efectuadas tendo como base bibliografia e dados globais disponibilizados por entidades de referência tais como a Organização Mundial de Saúde, *Health and Medical Research Council* (Austrália), *Environmental Protection Agency* (EUA), entre outras.

Para além desta bibliografia, a identificação também teve como base:

- As características das águas brutas (superficiais e subterrâneas);
- As características das bacias hidrográficas;
- Os reagentes e materiais em contacto com a água;

- As características e as utilizações previstas para o produto água para consumo humano;
- As etapas do processo de tratamento e adução definidas nos fluxogramas das operações efectuadas;
- A experiência e dados históricos da AdA.

Para cada potencial perigo identificado, sempre que possível, foi associada a respectiva fonte de origem, como por exemplo.

- Qualidade da água bruta;
- Materiais (tubagens, válvulas, revestimentos);
- Produtos de manutenção (óleos, lubrificantes);
- Reagentes;
- Subprodutos dos processos de tratamento
- Falhas de equipamento.

Importa ainda destacar a distinção adoptada pela equipa multidisciplinar entre "perigo" e "evento perigoso". Cada "perigo" para o SMAAA está associado a um ou mais "eventos perigosos" e refere-se à presença de um determinado parâmetro acima dos limites legais ou limites passíveis de causar impactos na saúde dos consumidores.

Foram identificados aproximadamente 150 perigos químicos, divididos em diferentes grupos, como pesticidas, insecticidas, herbicidas, orgânicos halogenados, metais, etc. tendo-se estabelecido, para cada um, o nível máximo de contaminação no produto final (Quadro 1).

De todos os perigos identificados, apenas os razoavelmente expectáveis para o produto e processos em causa foram registados na Matriz de Identificação de Perigos e Avaliação de Riscos (IPAR) para cada uma das etapas do sistema de abastecimento (figura 2). Dos 150 perigos químicos inicialmente identificados, cerca de 60 foram considerados expectáveis, por diversas razões, como por exemplo:

- Utilização de reagentes e/ou equipamentos durante no processo de tratamento capazes de contaminar a água com o perigo em causa;
- Perigo de ocorrência natural.
- Existência de indústrias, na área envolvente da bacia hidrográfica, capazes de originar o perigo em causa;
- …

Para cada operação unitária de cada ETA (4 ETA) e para cada etapa do Sistema de Adução (2 subsistemas, Barlavento e Sotavento), foi avaliada a probabilidade (*P*) de ocorrência de cada um dos perigos expectáveis.

A classificação das probabilidades foi efectuada, sempre que possível, com base no tratamento estatístico dos dados analíticos existentes para cada perigo ou na probabilidade da existência de fontes poluidoras (figura 2). Foram efectuadas cerca de 5000 avaliações de probabilidade para a totalidade do SMAAA. Considerou-se que:

- $P = 0$ quando o perigo é expectável mas quase nunca ocorreu (≤ 0,4 % violações ao limite de aceitação) ou quando tem origem em fontes controladas;

- *P* = 1 quando o perigo ocorre esporadicamente (0,5 - 5 % violações ao limite de aceitação) ou quando tem origem natural ou está associado a um subproduto do processo de tratamento / abastecimento;
- *P* = 2 quando ocorre ocasionalmente;
- *P* = 3 como ocorrendo com muita frequência

Quadro 1. Alguns perigos químicos identificados, respectivas origens prováveis e nível máximo de contaminação no produto final

Perigo	Fonte de proveniência	Efeitos tóxicos	Valor guia
1,1-dicloroeteno	Monómero utilizado na produção de copolímeros do cloreto polivinílico. Encontrado ocasionalmente em conjunto com outros hidrocarbonetos clorados.	Pode causar danos no fígado e rins	OMS: 0,03 mg/L
1,2-dicloroetano	Intermediário na produção de cloreto de vinilo e de outros químicos. De forma menos significativa, utilizado como solvente.	Possível carcinogénico para humanos	OMS: 0,03 mg/L DL: 3 µg/L APCER 5001: 3,0 µg/L
1,3-dicloropropeno	Utilizado na agricultura, pesticida fumegante. Detectado em águas subterrâneas e fluviais.	Mutagénico em ratinhos. Possível carcinogénico para humanos.	OMS: 0,02 mg/L
Antimónio	Tubagem e soldadura. Possível contaminante de alguns reagentes utilizados no tratamento de água.	Existem escassas evidências de carcinogenicidade de alguns compostos por inalação. Não há evidências de efeitos por ingestão.	OMS e DWSNZ: 0,02 mg/L DL: 5 µg/L APCER 5001: 5,0 µg/L
Bromatos	Indústria têxtil e alimentar nomeadamente indústria cervejeira e pasta de peixe. Pode ser formado durante o passo de ozonização do processo de tratamento.	Possível carcinogénico.	OMS e DWSNZ: 0,01 mg/L DL e APCER 5001: 10 µg/L
Pentaclorofenol	Utilizado para protecção da madeira contra o crescimento de fungos.	Afecta o fígado e rins	OMS: 0,009 mg/L
Selénio	Ocorre naturalmente. Encontrado em cereais, carne e peixe. Possível contaminante de alguns reagentes utilizados no tratamento de água.	Uma longa exposição ao selénio pode manifestar-se nas unhas, cabelo e fígado.	OMS e DWSNZ: 0,01 mg/L DL e APCER 5001: 10 µg/L

Legenda: OMS – *Guidelines for drinking-water Quality* (OMS, 2008); DL – Decreto-Lei n.º 306/2007, de 27 de Agosto, *Regime da qualidade da água destinada ao consumo humano*; APCER – APCER 5001/5, de Abril de 2010, *Água para Consumo Humano. Variante: sistemas de abastecimento público em alta*; DWSNZ – *Drinking-water standards for New Zealand*, 2009

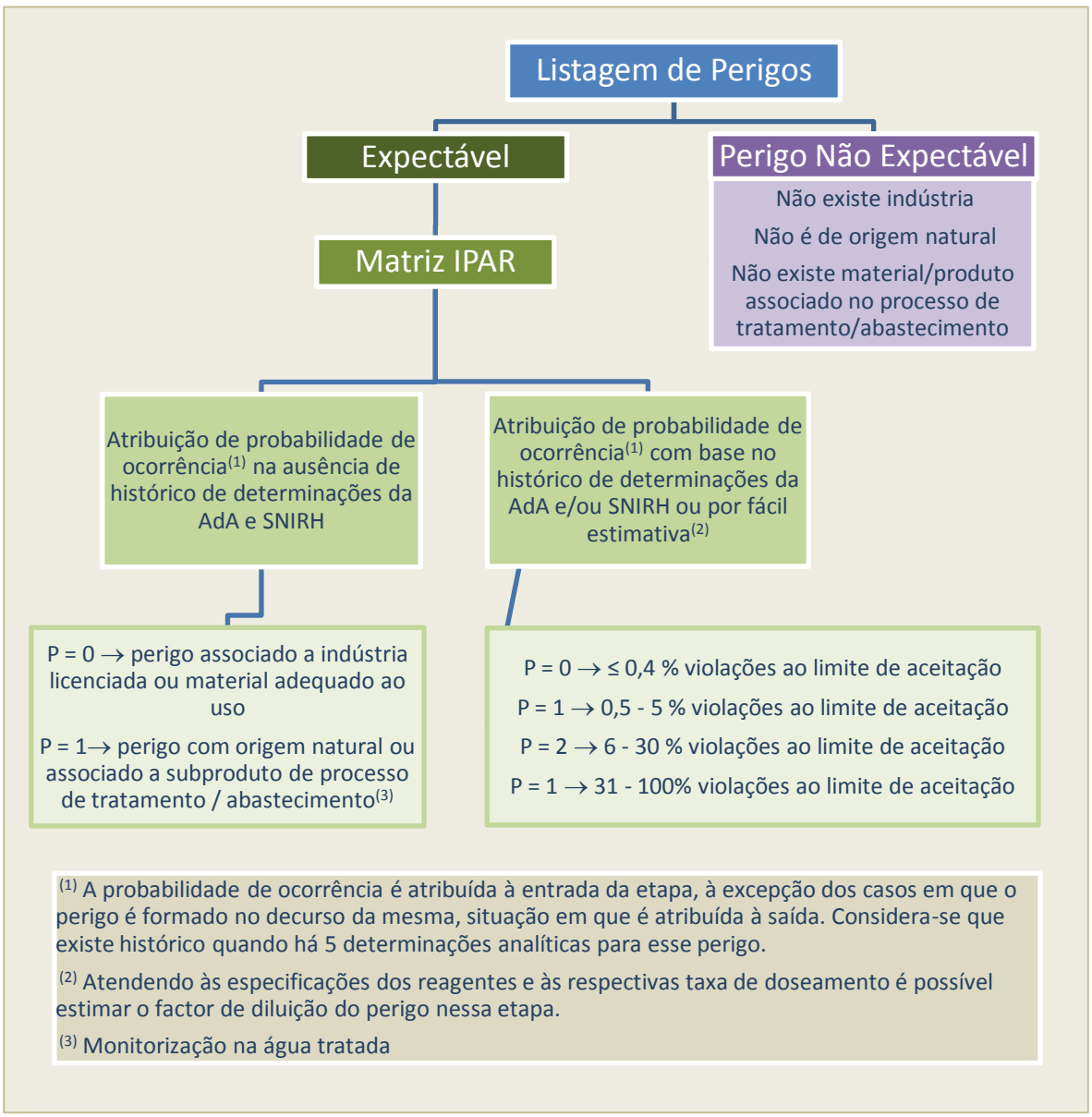


Figura 2. Metodologia de identificação e classificação de perigos

A maior dificuldade na avaliação de probabilidade ocorreu para os perigos químicos para os quais se possuía pouca ou mesmo nenhuma informação, quer ao nível de resultados analíticos, quer ao nível da bibliografia. Nesses casos, sempre que possível, tentou-se colmatar a carência de dados pela realização de análises químicas para determinação de eventuais concentrações dessas substâncias nos pontos susceptíveis da sua presença. Nos casos em que o recurso às análises químicas não foi possível, a avaliação da probabilidade foi efectuada tendo como base os dados bibliográficos e os estudos efectuados por outras entidades (nacionais e internacionais).

Para cada um dos perigos químicos identificados foi também avaliada a sua severidade (*S*) para a saúde humana, sendo que considerou-se *S* = 1 para os perigos sem qualquer impacto detectável e *S* = 3 para os que apresentam consequências letais, nocivas irreparáveis (doenças crónicas, efeitos cumulativos, etc.) ou nocivas agudas por susceptibilidades específicas. Dada a ausência de informação epidemiológica regional detalhada, a severidade foi estabelecida com base no *Guidelines for drinking-water Quality* (OMS, 2008) e outra bibliografia de organizações governamentais (ex: EPA, etc.).

Na avaliação da severidade dos perigos químicos teve-se em consideração o facto de estes poderem afectar a saúde humana de diversas formas:

- Efeito imediato, por consumo de água contaminada com concentrações elevadas de um determinado perigo (por exemplo, cianetos).
- A médio e longo prazo, pelo consumo frequente de água com pequenas concentrações de uma substância química com efeitos cumulativos no organismo (por exemplo, metais pesados) ou com potencialidade de provocar doenças crónicas.

Para além disso, na avaliação da severidade dos perigos químicos foi também considerado o facto de existirem alguns perigos que têm um efeito mais grave em alguns grupos de risco, como é o caso do alumínio nos hemofílicos.

2.2. Avaliação do risco

O risco (*R*) de cada perigo expectável foi estimado com base no produto da Probabilidade pela Severidade (*P* x *S*), e pretende modelar o risco de ocorrência dos perigos na etapa em que são avaliados. Apenas os perigos com *R* ≥ 3 foram submetidos a uma árvore de decisão para determinar quais os Pontos Críticos de Controlo (PCC) a serem controlados no Plano HACCP e quais os Pontos de Controlo (PC) a serem controlados pelos Programas Pré-Requisitos Operacionais (PPRO) (Figura 3). Os perigos expectáveis com *R* < 3 são controlados através dos PPR.

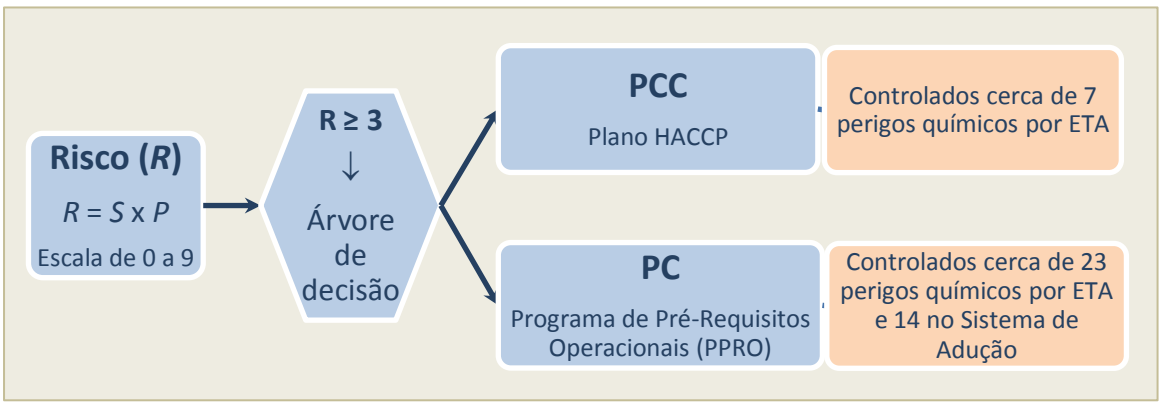


Figura 3. Metodologia de avaliação de risco e definição do controlo dos perigos químicos

Actualmente encontram-se identificados e controlados nos planos HACCP uma média de 7 perigos químicos por ETA (quadro 2).

Quadro 2. Principais perigos químicos do SMAAA controlados pelos planos HACCP das ETA

PCC dos Planos HACCP das ETA			
Etapa	**Pré-Oxidação**	**Coagulação**	**Coagulação Decantação Filtração**
Perigos controlados	Bromato	Arsénio	Alumínio
	Cloritos	Cádmio	
	Formaldeído [(1)]	Mercúrio	
	Manganês	Níquel	
	Microcistina-LR		
	Tricloroacetaldeído		

[(1)] Na ETA das Fontainhas este perigo é controlado na etapa de desinfecção

No âmbito dos PPR e dos PPRO são controlados no total: 34 perigos químicos no sistema de adução; 59 na ETA de Alcantarilha; 61 na ETA do Beliche; 60 na ETA das Fontainhas; 60 na ETA de Tavira. Entre os perigos químicos controlados encontram-se, por exemplo:

- HAPs – benzo(a)pireno, benzo(b)fluoranteno…
- THMs – clorofórmio, bromofórmio…
- Metais – chumbo, bário…
- VOCs – cloreto de vinilo,
- Pesticidas – paraquato…
- Acetonitrilos halogenados
- Ácidos acéticos halogenados

2.3. Revisão da listagem de perigos e matriz IPAR

Com uma periodicidade mínima anual, é avaliada a necessidade de rever a listagem de perigos e as matrizes IPAR devido à eventual existência de novos perigos químicos. Essa avaliação é efectuada com base na informação recolhida ao longo do ano proveniente de:

- Resultados das auditorias externa e interna
- Resultados das verificações semestrais às diferentes etapas do SMAAA
- Ocorrências e Não conformidades
- Reclamações e resultados de inquéritos de satisfação dos clientes
- Actualização da bibliografia e da legislação aplicável
- Resultados das acções de I&D desenvolvidas pela AdA

- Informações externas, como por exemplo as comunicações emitidas pelas entidades gestoras das origens de água
- Outras informações externas (ex. autoridades competentes, cliente).

No âmbito da revisão efectuada durante o ano 2010 encontra-se em análise a inclusão de alguns "compostos orgânicos emergentes", como as hormonas dietilestilbestrol, estriol, estrona. Na verdade, a avaliação do risco dos desreguladores endócrinos e a identificação de eventuais perigos químicos associados a situações de emergência são prioridades na melhoria contínua do Plano de Segurança da Água implementado.

3. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Apesar de a nível global ser consensual a necessidade das entidades gestoras de sistemas de abastecimento público de água desenvolverem PSA como forma de assegurarem o abastecimento seguro de água para consumo humano, a metodologia para a sua implementação e monitorização ainda não se encontra devidamente consolidada.

A metodologia seguida pela AdA na identificação e avaliação do risco de perigos químicos, no âmbito do desenvolvimento do seu PSA, permitiu a identificação de todas as potenciais origens dos perigos, abrangendo e analisando exaustivamente todos os possíveis perigos químicos, compilados tanto pela Organização Mundial de Saúde, como por outras entidades de referência a nível mundial. O conhecimento dos perigos químicos expectáveis e dos riscos a eles associados permitiu:

- Reduzir a incerteza e aumentar o conhecimento sobre a variabilidade de todos os pontos do SMAAA, facilitando a tomada de decisões.
- Prever ocorrências inesperadas.
- Aumentar a capacidade de resposta, pela definição de acções correctivas e estimando impactos potenciais.

Como principal desvantagem da metodologia empregada há a referir que a mesma é bastante morosa na sua implementação e é dependente, de forma significativa, da existência de dados laboratoriais e operacionais. No entanto, este mesmo facto confere clareza e objectividade à metodologia seguida na avaliação de riscos, uma vez que é baseada em dados reais.

A revisão frequente da listagem dos perigos químicos permite um acompanhamento eficaz das actualizações da bibliografia aplicável e das evoluções ao nível da análise química.

4. CONCLUSÂO

A metodologia utilizada tem possibilitado à Águas do Algarve, S.A. gerir o risco dos perigos químicos na água de consumo de uma forma eficaz, aumentando a eficiência da aplicação dos recursos existentes, já que privilegia a proactividade em detrimento da reactividade.

BIBLIOGRAFIA

[1] Comissão de *Codex Alimentarius* (2003). *CAC/RCP1-1969 Recommended International Code of Practice – General Principles of Food Hygiene*. Rev.4.

[2] OMS (2008), *Guidelines for drinking-water Quality*, 3ª Edição e Segunda Adenda, Geneva

[3] APCER 5001/5 (2010) *Especificação de requisitos de produto – Água para Consumo Humano. Variante: sistemas de abastecimento público em alta*.

[4] NP EN ISO 22000:2005 – *Sistemas de gestão da segurança alimentar – Requisitos para qualquer organização que opera na cadeia alimentar*.

[5] Sancho, R.; et al (2007). *Gestão do Risco – Água para Consumo Humano*, In Expoágua, Lisboa.

[6] Sancho, R.; et al. (2008). *Implementação de um Plano de Segurança da Água, Certificação segundo a ISO 22000 e Certificação do Produto Água para Consumo Humano – Caso prático*, *In* Congresso da água. Cascais.

[7] Fontinha, P.; Costa, L.; et al. (2008). *Implementação de um Plano de Segurança da Água, Certificação segundo a ISO 22000 e Certificação do Produto Água para Consumo Humano – Caso prático*, *In* ENaSB. Covilhã.

[8] Fontinha, P.; Costa, L.; et al. (2010). *Qualidade e segurança da água fornecida pela Águas do Algarve, SA. Identificação de perigos e avaliação do risco*. Poster *In* Congresso da água. Alvor.

IMPLEMENTAÇÃO DE PLANOS DE SEGURANÇA DA ÁGUA NO GRUPO ÁGUAS DE PORTUGAL

Joana PINTO COELHO (1); Carla MORAIS (2); José VIEIRA (3); Rita REIS (4); Rui SANCHO (5) ; Nuno BRÔCO (6)

RESUMO

Os Planos de Segurança da Água (PSA) constituem uma metodologia emergente para a garantia da qualidade e segurança no abastecimento público de água para consumo humano, tendo como grandes impulsionadores, a nível mundial, a *International Water Association* (IWA) e a Organização Mundial de Saúde (OMS).

Algumas das empresas participadas do Grupo AdP, nomeadamente Águas do Noroeste [1], Águas do Douro e Paiva [2] e Águas do Algarve [3], têm PSA já implementado, com resultados extremamente satisfatórios. A AdP SGPS, através da Direcção de Engenharia da AdP Serviços, juntamente com estas empresas, aderiu à rede internacional de entidades gestoras de sistemas de abastecimento de água que adoptaram a Carta de Bona - IWA *Bonn Network* (IWA, 2004), comprometendo-se, assim, a uma cooperação internacional com o objectivo de promover os princípios básicos do abastecimento seguro de água para consumo humano através do desenvolvimento e implementação de Planos de Segurança da Água. Neste contexto, é de realçar a sua participação no desenvolvimento de acções no continente Africano, nomeadamente nos países de língua oficial portuguesa.

A AdP SGPS reconhecendo a importância dos PSA como ferramenta de avaliação e gestão de risco em sistemas de abastecimento de água, encontra-se presentemente a elaborar um Guia Técnico para o desenvolvimento e implementação de um PSA, que pretende potenciar o melhor da experiência destas três empresas e que integra as melhores práticas internacionais.

(1) Engenheira do Ambiente, Águas de Portugal, Rua Visconde de Seabra, 3, 1700-421 Lisboa, Tel: 21 246 96 80, Fax: 21 246 96 81, j.coelho@adp.pt

(2) Engenheira Civil, Águas do Noroeste, Edifício Active Center, Praça do Alto Minho, 4900-432 Viana do Castelo, Tel: 253 91 90 20, Fax: 253 91 90 29, carla.morais@adnoroeste.pt

(3) Professor Catedrático, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, Campus de Gualtar, 4704-553 Braga, Tel.: 253 604722, Fax: 253 604721, jvieira@civil.uminho.pt

(4) Engenheira Química, Águas do Douro e Paiva, Rua Vilar, 235 -5º, 4050-626 Porto, Tel: 226 059 300 / 220 109 300, Fax: 226 059 301, r.reis@addp.pt

(5) Engenheiro Biotecnológico, Águas do Algarve, Rua do Repouso, 10, 8000-302 Faro, Tel: 289 899 070, Fax: 289 899 079, r.sancho@aguasdoalgarve.pt

(6) Engenheiro Químico, Águas de Portugal, Rua Visconde de Seabra, 3, 1700-421 Lisboa, Tel: 21 246 96 80, Fax: 21 246 96 81, n.broco@adp.pt

Com este Guia Técnico pretende-se apoiar o processo de gestão da qualidade e segurança da água fornecida pelas empresas do Grupo. Atendendo a que, neste domínio, as empresas participadas apresentam diferenciados estágios de desenvolvimento e diferentes níveis em capacidades técnicas, importa assegurar um entendimento consistente dos princípios de avaliação de risco, harmonizar conceitos e metodologias, bem como apoiar o trabalho já em curso em diversas empresas.

Durante o ano de 2010, o Guia Técnico foi apresentado e disponibilizado a todas as empresas participadas e com responsabilidade na gestão da água, o qual está ser adaptado às especificidades de cada empresa. O desenvolvimento desta política tem como objectivo atingir, em 2011, um nível de cobertura de aproximadamente 80% da população portuguesa com abastecimento de água suportada por PSA.

Palavras-Chave: Avaliação e gestão de risco, Carta de Bona, IWA Bonn Network, PSA, Projectos-piloto.

ENQUADRAMENTO

Tem havido um crescente consenso entre os profissionais do sector da água acerca da necessidade de desenvolver um enquadramento mais consistente dentro do qual a qualidade e segurança da água seja garantida. Essas necessidades foram incentivadas pelas Normas de Qualidade da Água de Consumo Humano[7] da Organização Mundial de Saúde (OMS, 2004), que põem uma maior ênfase na gestão pró-activa dos riscos no abastecimento de água, complementada com a monitorização do cumprimento de padrões de qualidade do produto final.

Como resultado desse debate, desenvolveu-se uma abordagem abrangente dos elementos e práticas necessárias para fornecer água segura, com qualidade e em quantidade, que mereça a confiança dos consumidores e que no fundo constituem os Planos de Segurança da Água (PSA).

Os PSA permitem uma análise sistemática dos perigos para a saúde pública existentes num determinado sistema de abastecimento de água e integram os processos de gestão necessários ao seu efectivo controlo, concretizando uma mudança de abordagem de um processo de monitorização de conformidade de "fim-de-linha" para um processo pró-activo de gestão de segurança.

Por outro lado, as novas ameaças de deterioração da qualidade da água para consumo humano justificam um esforço especial na vigilância de todo o sistema de abastecimento, ampliando as possibilidades das empresas poderem reagir atempadamente a potenciais ameaças à saúde pública devidas a água contaminada ou outros eventos que possam colocar em risco a segurança da água.

Algumas das empresas do Grupo AdP, nomeadamente Águas do Noroeste [1], Águas do Douro e Paiva [2] e Águas do Algarve [3], têm PSA já implementados com resultados extremamente satisfatórios.

A AdP SGPS reconhecendo a importância dos PSA como ferramenta de avaliação e gestão de risco em sistemas de abastecimento de água e o sucesso dessas iniciativas, delegou na Direcção de Engenharia da AdP Serviços a elaboração de um Guia Técnico para o desenvolvimento e implementação de um PSA, que potencie o melhor da experiência dessas três empresas e que integre as melhores práticas internacionais, ampliando desta forma essas iniciativas aos restantes sistemas multimunicipais do Grupo.

Ao incentivar este tipo de abordagem no Grupo, a AdP encontra-se em sintonia com as orientações do PEAASAR 2007-2013, da Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR) e, previsivelmente, da União Europeia na futura revisão da Directiva sobre Água para Consumo Humano, a qual já está em curso.

Com este Guia Técnico pretende-se apoiar o processo de gestão da segurança da água fornecida pelas empresas do Grupo.

[7] As Normas de Qualidade da Água produzidas pela OMS especificam, entre outras coisas:
- O processo pelo qual devem ser definidos os padrões de qualidade da água;
- O processo através do qual devem ser definidos os Planos de Segurança da Qualidade da Água de Consumo Humano;
- A necessidade de regulação independente.

Atendendo a que, neste domínio, as empresas participadas apresentam diferenciados estágios de desenvolvimento e diferentes níveis de capacidades técnicas, importa assegurar um entendimento consistente dos princípios de avaliação de risco, harmonizar conceitos e metodologias, bem como apoiar o trabalho já em curso em diversas empresas.

Durante o ano de 2010, foi apresentado e disponibilizado a todas as empresas participadas e com responsabilidade na gestão da água o Guia Técnico, o qual está a ser adaptado às especificidades de cada empresa.

Este trabalho está a ser acompanhado e apoiado por uma equipa técnica constituída por representantes das empresas do Grupo com PSA já implementados e pela Direcção de Engenharia da AdP Serviços.

Pretende-se com esta abordagem atingir no ano de 2011 um nível de cobertura de aproximadamente 80% da população portuguesa com abastecimento de água suportada por PSA, ou seja, garantir que essa população é servida por água segura, de boa qualidade e na quantidade adequada, estimulando assim a confiança dos consumidores na água proveniente dos sistemas públicos de abastecimento.

Tal como era esperado o grupo de trabalho interno deparou-se com um conjunto de dificuldades e barreiras associadas à implementação dos PSA, quer a nível técnico quer cultural/organizacional, nos diversos Sistemas Multimunicipais de Abastecimento de Água (SMAA). Contudo, verifica-se que ao ultrapassar esses desafios, foi possível ao grupo de trabalho estabelecer com os SMAA objectivos mais restritos de qualidade da água, focados principalmente nos aspectos críticos do sistema, evidenciando assim um elevado nível de qualidade da água para consumo humano fornecida a partir de um sistema de abastecimento em alta, com optimização dos recursos humanos e financeiros envolvidos.

A utilização dos procedimentos e das práticas associadas aos PSA permite às empresas o cumprimento continuado das actividades em ciclos de melhoria, tornando-se deste modo mecanismos vantajosos para as organizações, dado que as orienta na optimização do desempenho e produtividade, conferindo-lhes maior credibilidade junto das restantes entidades responsáveis pela gestão da água e dos próprios consumidores.

Ainda no contexto da temática dos PSA este grupo interno especializado faz parte da rede internacional de entidades gestoras que adoptaram a Carta de Bona (IWA, 2004), designada por IWA *Bonn Network*.

Os membros desta rede comprometem-se a uma cooperação internacional com o objectivo de promover os princípios básicos do abastecimento seguro de água para consumo humano através do desenvolvimento e implementação de PSA. Neste contexto, é de realçar a participação deste grupo interno no desenvolvimento de acções no continente Africano, nomeadamente nos países de língua oficial portuguesa.

A IWA, principal responsável pela coordenação das actividades da *Bonn Network*, pretende com esta rede promover a transferência de conhecimentos e de experiências e facilitar a criação de parcerias entre os membros e entidades gestoras de países desenvolvidos e em desenvolvimento, que garantam o objectivo de disseminação da implementação dos PSA a nível internacional.

Para concretizar esse intercâmbio a IWA tem desenvolvido junto dos membros da rede *Bonn Network*: *web-based workshops*, boletins informativos e uma *workshop* anual de boas práticas. De salientar ainda, o desenvolvimento de uma plataforma electrónica [4] em ambiente Web que funciona como um repositório de informação técnica e especializada, casos de estudo, um fórum de discussão entre os vários membros e uma ferramenta de auto-avaliação dos PSA já implementados, com o objectivo principal de facilitar a implementação e diagnóstico dos PSA.

METODOLOGIA DE IMPLEMENTAÇÃO

No seguimento da vontade e decisão da AdP SGPS foi criado o Grupo de Trabalho Interno para o Apoio Técnico na Elaboração e Implementação de Planos de Segurança da Água, constituído pelos seguintes elementos:

- Joana Pinto Coelho – Direcção de Engenharia da AdP Serviços (DENG)
- Carla Morais – Águas do Noroeste (AdNW)
- Inês Freitas – Águas do Douro e Paiva (AdDP)
- Rita Reis – Águas do Douro e Paiva (AdDP)
- Rui Sancho – Águas do Algarve (AdA)
- José Vieira – Professor Catedrático na Universidade do Minho, membro do comité consultivo da *Bonn Network* da IWA e consultor da AdP Serviços.

A constituição deste grupo visa apoiar as restantes empresas participadas na aplicação das directrizes constantes no Guia Técnico para o desenvolvimento e implementação dos seus próprios PSA, adaptando-as às especificidades de cada Sistema de Abastecimento de Água para consumo humano.

Os trabalhos a desenvolver por este grupo interno incluem as seguintes etapas,

1. Preparação de um documento que, de forma sucinta, sistematize as principais questões relacionadas com a gestão do risco na actividade de abastecimento de água;
2. Elaboração de uma norma interna relativa a PSA, que estruture conceitos, métodos e práticas. Esta norma configura um Guia Técnico para o desenvolvimento e implementação de PSA e é uma adaptação da última versão do Manual da Organização Mundial de Saúde (OMS, 2009);
3. Apoio e acompanhamento às restantes empresas do Grupo AdP no desenvolvimento e implementação dos seus PSA;
4. Participação do Grupo de Trabalho no desenvolvimento das ferramentas da IWA *Bonn Network* [4] no sentido de garantir a sua utilidade para as empresas do Grupo;
5. Promoção e envolvimento de todas as empresas do Grupo nos trabalhos da IWA *Bonn Network*, com o objectivo de garantir a adequação das ferramentas às necessidades das empresas;
6. Identificação e adaptação ao contexto nacional, das melhores práticas e metodologias associadas ao desempenho do PSA.

As actividades realizar-se-ão de acordo com o cronograma que se apresenta na Figura 1.

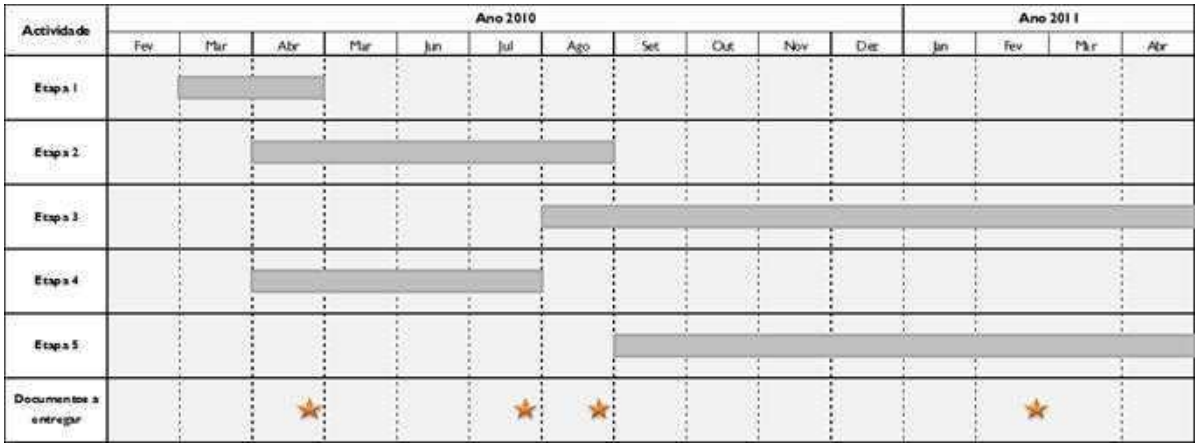


Figura 1. Plano de Actividades do Grupo de Trabalho

Tendo como base o planeamento definido, os trabalhos estão a ser desenvolvidos de acordo com a seguinte metodologia:

Etapa 1- Realização de reuniões quinzenais (4 reuniões) nas empresas do grupo de trabalho interno, com vista à recolha de experiências e particularidades de cada PSA. Nesta fase, foi possível caracterizar os pontos considerados mais relevantes para o desenvolvimento e implementação de um PSA, uniformizando conceitos e metodologias. No final da etapa foi elaborado um documento com a compilação das principais conclusões das reuniões efectuadas.

Etapa 2 – Elaboração de um documento *draft* do Guia Técnico a partir do Manual da OMS (OMS, 2009) e dos resultados da primeira etapa. O documento foi enviado às empresas do grupo de trabalho para análise, sendo os resultados dessa análise integrados no documento para a implementação de um PSA e que dará origem ao Guia Técnico da AdP.

Este Guia Técnico encontra-se dividido em 11 Módulos, cada um deles representando uma etapa chave no processo de desenvolvimento e implementação do PSA. Cada um desses módulos encontra-se dividido em três componentes: Síntese, Exemplos e Ferramentas e Casos de Estudo, tal como se descreve seguidamente.

<u>Síntese</u>
Apresenta uma breve introdução da Etapa, incluindo as razões da sua importância e como se enquadra no processo geral de desenvolvimento e implementação do PSA. Realça as actividades chave que devem ser executadas, apresenta os desafios típicos que podem ser encontrados e resume os resultados essenciais a serem produzidos.

<u>Exemplos e Ferramentas</u>
Esta componente apresenta os recursos que podem ser adaptados para sustentar o desenvolvimento e implementação do PSA. Estes recursos incluem tabelas e listas de

verificação exemplificativas, formulários modelo, diagramas ou conselhos práticos para ajudar a equipa do PSA a lidar com desafios específicos. Trata-se frequentemente de resultados exemplificativos e metodologias adaptados de experiências de PSA já implementados pelas empresas do grupo interno.

Casos de estudo

Os casos de estudo apresentam lições aprendidas a partir de experiências reais. Destinam-se a tornar mais concretos os conceitos do PSA e a ajudar as empresas a antecipar questões e desafios que possam surgir. As descrições foram retiradas dos PSA da Águas do Algarve, Águas do Noroeste e Águas do Douro e Paiva. Estas experiências são apresentadas na forma de três casos de estudo distintos. É provável que as percepções adquiridas através do desenvolvimento destes PSA se apliquem a sistemas de água que partilhem um perfil semelhante. Contudo, pretende-se que estes casos de estudo se adeqúem a qualquer realidade e tipo de sistema.

Etapa 3 – Sessão de apresentação na sede AdP para dar a conhecer o Projecto e marcar o início dos trabalhos com as restantes empresas participadas.

O acompanhamento das empresas da região Norte será efectuado pela AdDP e AdNW, as empresas da região Centro serão acompanhadas pelas três empresas e as da região Sul pela AdA. Este acompanhamento será feito sempre com a presença da Direcção de Engenharia da AdP Serviços. Em cada uma das empresas participadas será elaborado um planeamento com prazos e com datas de reuniões.

A meio desta etapa será efectuado na sede da Águas de Portugal uma workshop com a presença de todas as empresas do Grupo, com o intuito de promover a discussão interna e a partilha de experiências através da apresentação dos trabalhos desenvolvidos pelas empresas até a essa fase.

Etapa 4 – Elaboração de uma nota técnica sobre a fase de maturidade da ferramenta desenvolvida pela *Bonn Network* (*Bonn Toolbox*) [4], que incorpore aspectos de melhoria e as alterações sugeridas por cada uma das empresas, juntamente com as expectativas do Grupo em relação a essa ferramenta.

Etapa 5 - Discussão da aplicabilidade da ferramenta *Bonn Toolbox* [4] às restantes empresas do Grupo, tendo em vista a adequação das futuras ferramentas às suas necessidades.

Pretende-se o envolvimento de todas as empresas do Grupo para permitir o desenvolvimento das utilidades da ferramenta e a troca de conhecimento e de experiência entre os vários membros da rede *Bonn Network.*

FACTORES LIMITATIVOS

Da experiência das empresas do grupo de trabalho, foram identificados algumas questões que podiam funcionar como factores limitativos no desenvolvimento e implementação do PSA nas diferentes empresas participadas.

Dos factores identificados caracterizam-se aqueles que se consideram mais relevantes, quer pelo desafio apresentado quer pela sua significância, para o Plano de Segurança da Água.

O primeiro factor está relacionado com a constituição do grupo de trabalho e com a disponibilidade de tempo necessária dos seus elementos para acompanharem o desenvolvimento e implementação do PSA nas restantes empresas, visto que esses elementos continuam a efectuar o seu trabalho diário nas respectivas empresas.

Outro dos factores, ainda relacionado com o grupo de trabalho e que criou alguma dificuldade na organização e planeamento das actividades do grupo, foi a dispersão geográfica dos diversos Sistemas Multimunicipais e o facto das empresas que fazem parte do grupo de trabalho interno se localizarem nas extremidades norte e sul do país.

Relativamente às questões que advêm principalmente dos sistemas multimunicipais que estão ou estarão em fase de implementação do PSA, destacam-se os factores relacionados com os diferentes níveis de investimento em que esses sistemas se encontram e as capacidades técnicas que possuem.

É importante que a abordagem do PSA se adeqúe à estrutura e forma de funcionamento existentes nas empresas pois, caso contrário, não permitirá a sua eficaz implementação e aceitação por parte da Organização.

A equipa do PSA tem de ter experiência e conhecimento adequado acerca de todo o sistema para compreender as várias etapas, desde a captação até ao ponto de entrega, bem como os perigos que podem afectar a segurança da água ao longo do sistema de abastecimento. Nesse sentido, importa assegurar que os recursos humanos, incluindo a especialização técnica, tenham disponibilidade de tempo e capacidade técnica para executar todo o processo de desenvolvimento e implementação do PSA.

Por outro lado, o envolvimento de todos os colaboradores da empresa, incluindo a Gestão de Topo, é um desafio que tem de ser ultrapassado em algumas empresas que ainda não estão sensibilizadas para a cultura da gestão de risco. Garantir o apoio continuado de toda a empresa e mantê-la motivada para o processo do PSA é um desafio do qual muito depende o sucesso do PSA.

Um dos objectivos primários desta abordagem é o de identificar outras pessoas/entidades com responsabilidade em garantir a segurança da água e o de promover que essas partes interessadas trabalhem em consonância com a empresa na redução dos riscos. Contudo, baixos níveis de comunicação e envolvimento externo constituem uma realidade com a qual as empresas vão ter de lidar e que terão de saber superar através da motivação desses parceiros.

Iniciar a implementação do PSA não significa que seja necessário revalidar cada procedimento, etapa ou estrutura/organização presente no sistema, mas exige uma

robustez dos dados e da informação existentes, a qual afecta directamente o desenvolvimento do PSA e os seus resultados.

A alocação de recursos financeiros para a implementação do PSA poderá ser uma barreira para algumas empresas que ainda se encontram a finalizar os seus projectos de investimento. Nestes casos, é importante evidenciar os ganhos de eficiência ao nível da operação do sistema que resultam da implementação do PSA, e estabelecer prioridades.

Os condicionalismos identificados afectam o progresso e, consequentemente, os níveis de desenvolvimento do PSA nas diferentes empresas, prevendo-se que, para diferentes empresas, a facilidade de implementação e a fase de finalização do processo sejam distintos.

RESULTADOS ESPERADOS

Previamente ao desenvolvimento e à implementação do PSA é importante identificar de forma clara quais os benefícios expectáveis e respectivos custos associados e ponderar a sua relevância.

A abordagem do PSA deve ser encarada como uma estratégia de gestão do risco que irá influenciar a forma como uma entidade gestora trabalha no sentido de fornecer continuamente água "segura". É necessário diminuir os riscos significativos que não estão actualmente controlados, o que, para a melhoria, pode envolver acções a curto, médio, ou longo prazo.

A implementação das directrizes de um PSA requer apoio financeiro e disponibilidade de recursos e meios humanos. Existem requisitos financeiros e de recursos que deverão ser considerados logo desde o início do processo. Por outro lado, deverá estar sempre presente que o desenvolvimento adequado do PSA introduzirá ganhos de eficiência e a possibilidade de redução de custos e, a longo prazo, de direccionar melhor os recursos.

A constituição da equipa do PSA, para além de facilitar os mecanismos de comunicação interna, possibilitará a criação de uma dinâmica de trabalho em que a interacção entre membros de diferentes áreas/direcções facilite a resolução optimizada das diversas dificuldades com que a equipa se vai deparando ao longo do processo de implementação, com consequentes benefícios para o desempenho da empresa para além do PSA. Por outro lado, crê-se que com esta abordagem será possível desenvolver uma cultura de comunicação da gestão de risco entre as várias partes interessadas no efectivo controlo de gestão da água para consumo humano.

As acções de formação e sensibilização a desenvolver no âmbito da implementação do PSA permitirão que os colaboradores compreendam a relevância do seu papel no processo e nas suas actividades diárias, permitindo desta forma optimizar os processos de tratamento de água, evitando assim a ocorrência de perigos para a saúde humana e contribuindo significativamente para a motivação e envolvimento dos trabalhadores.

Por outro lado, na etapa relativa à identificação dos perigos e dos eventos perigosos, pressupõe que sejam identificados os eventos perigosos, bem como avaliados os perigos para a saúde pública daí decorrentes, facilitando a gestão do risco e as diversas tomadas de decisão em relação à segurança da água.

Com a verificação e acompanhamento da implementação do PSA será possível às empresas aferir periodicamente os resultados das acções implementadas e adequar as suas estratégias a esses resultados, favorecendo, desta forma, o ciclo de melhoria contínua.

É ainda expectável que com a implementação do PSA ocorram ganhos de eficiência com uma diminuição dos custos inerentes à monitorização da qualidade da água, bem como de eventuais perdas económicas, visto que para a alocação de recursos financeiros será necessário um controlo dos custos, benefícios e período de retorno.

Por outro lado, calcula-se que o número total de desvios aos limites legais (não conformidades) seguirá uma tendência para a diminuição. Prevê-se que com a implementação do PSA o controlo operacional será mais restrito, traduzindo-se num melhor controlo da qualidade e do processo de produção de água para consumo humano, traduzindo-se numa melhoria da segurança da água.

Com a previsibilidade de diminuição do número de determinações e num ciclo de aumento do volume de água entregue nos diversos sistemas multimunicipais, é provável que se verifique um reforço dos ganhos de eficiência na solicitação de análises e na referida diminuição dos custos associados.

Espera-se igualmente que o volume de descargas de água potencialmente não segura tenha uma clara diminuição, o que se traduzirá num elevado nível de desempenho operacional e, consequentemente, em ganhos de eficiência.

A elaboração de Programas de Suporte permitirá ainda às empresas melhorar o seu desempenho e em simultâneo obter ganhos de eficiência. Exemplo disso são os programas de calibração dos equipamentos de medição e monitorização a desenvolver no contexto do PSA, que permitirão assegurar que os limites críticos de monitorização são fiáveis e de precisão aceitável, obtendo-se desta forma resultados confiáveis da monitorização.

Por último, julga-se que com a implementação do PSA será possível potenciar uma mudança de imagem junto da população ao nível da qualidade de água fornecida, aumentando desta forma a confiança dos consumidores nas regiões servidas pelas empresas do Grupo.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os Planos de Segurança da Água estão, cada vez mais, a tornar-se ferramentas indispensáveis para as empresas gestoras de sistemas de abastecimento de água, com o objectivo de assegurar, com consistência e de forma contínua, um abastecimento seguro da água para consumo humano.

A implementação do PSA permitirá às empresas direccionar a sua estratégia e recursos para os pontos críticos do sistema, mantendo assim uma abordagem de controlo global de todo sistema de abastecimento de água.

Não existe uma forma única de empreender a abordagem do PSA. O Guia Técnico permitirá demonstrar como a estratégia pode ser implementada, com exemplos que ilustram o que tem sido eficaz para algumas empresas do Grupo. Contudo, importa que a abordagem do PSA se adeqúe à forma de organização e funcionamento da empresa de modo a garantir a sua aceitabilidade por parte da organização.

Por outro lado, o desenvolvimento da abordagem do PSA pode demonstrar que algumas formas de trabalho introduzem riscos ou não os controlam adequadamente, devendo a empresa, nesse caso, alterar o seu modo de funcionamento.

Para além dos benefícios quase imediatos na redução da probabilidade de ocorrência de eventuais problemas de saúde pública provocadas por água contaminada, têm sido, e serão, diversos os benefícios obtidos pela implementação do PSA nas diferentes empresas, nomeadamente na clara diminuição e optimização dos custos e na obtenção de uma água segura e de qualidade elevada. Por outro lado, será possível esclarecer a existência de uma diminuição nos custos relativos à monitorização e às perdas económicas, uma vez que ao existir um maior controlo dos possíveis perigos a possibilidade de ocorrência de água não segura ou não conforme é diminuta. Por sua vez, os mecanismos de verificação definidos no PSA, para além de garantirem que o funcionamento do sistema está de acordo com as disposições planeadas, são uma ferramenta de extrema importância para a melhoria contínua da eficácia do mesmo.

Mediante uma implementação aberta e transparente do PSA, o nível de comunicação com os consumidores e todas as restantes entidades envolvidas na segurança da água tenderá aumentar, reforçando a confiança na qualidade e segurança da água fornecida.

Apesar dos elementos do grupo de trabalho interno terem de garantir a continuidade do seu trabalho dentro das suas Organizações, assumiram o compromisso de darem apoio às outras empresas participadas para o desenvolvimento e implementação dos seus próprios PSA, disponibilizando tempo e know-how para o efeito.

No entanto, dada a dimensão do projecto, esperam-se dificuldades e desafios durante a sua implementação que resultam maioritariamente das especificidades dos sistemas multimunicipais. Porém, antecipa-se que para que essas dificuldades sejam facilmente ultrapassáveis, é preponderante existir um compromisso efectivo da gestão de topo que assegure a disponibilidade de todos os recursos necessários à sua implementação.

Em resumo, conclui-se que a grande vantagem da implementação estratégica do PSA é a de assegurar, de forma consistente, a segurança da água em todos os tipos e dimensões de sistemas de abastecimento de água, independentemente de serem simples ou complexos, e de contribuir para ganhos de eficiência no desempenho da empresa.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos o envolvimento de todos os colaboradores das empresas do Grupo AdP pelo seu empenho e disponibilidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Morais, C., Vieira, J. (2005). *Planos de segurança da água para consumo humano em sistemas públicos de abastecimento*. Guia Técnico nº 7, Entidade Reguladora dos Serviços de Água e Resíduos e Universidade do Minho, Portugal.

Bartram J, Corrales L, Davison A, Deere D, Drury D, Gordon B, Howard G, Rinehold A, Stevens M. (2009). *Water safety plan manual: step-by-step risk management for drinking-water suppliers*. World Health Organization. Geneva, Suíça.

OMS (2004). *Guidelines for drinking water quality*, 3ª Edição. Geneva, Suíça.

International Water Association (2004). *Bonn Charter for Safe Drinking Water*. Londres, Inglaterra.

[1] Águas do Noroeste (2009). *Plano de Segurança da Água do Subsistema de Areias de Vilar*, Portugal.

[2] Águas do Douro e Paiva (2009). *Plano de Segurança da Água*. Porto, Portugal.

[3] Águas do Algarve (2009). *Plano de Segurança da Água*. Faro, Portugal.

[4] http://toolbox.iwa-bonn-network.org/ibis/bonn-toolbox/eng/welcome (acedido a 3 de Agosto de 2010)

http://www.who.int/wsportal/en/ (acedido a 3 de Agosto de 2010)

IMPLEMENTAÇÃO DE UMA SOLUÇÃO DE MOBILIDADE NO CADASTRO DE REDES DE ÁGUA E SANEAMENTO DOS SMAS DE OEIRAS E AMADORA

Sofia COELHO[(1)]; Julieta MARQUES[(2)]; André PINA[(3)], Paula SARAMAGO[(4)], João TEIXEIRA[(5)]

RESUMO

Actualmente, os SMAS de Oeiras e Amadora, adiante designados por SMAS, numa óptica de melhoria contínua da actividade que prestam, estão a integrar uma solução de mobilidade SIG na gestão do cadastro informatizado.

Se o cadastro "nasceu" do registo em papel que reflectia o conhecimento prático do pessoal das explorações de redes, os técnicos dos SMAS sentiram que tinha chegado a altura em que o cadastro tinha que sair das suas salas e acompanhar o pessoal na rua, como ferramenta muito útil, permitindo continuar a sua evolução em grau de fiabilidade e qualidade.

Assim a solução de mobilidade é utilizada pelas equipas de exploração das redes e de gestão do cadastro informatizado, permitindo:

1. A consulta de qualquer componente do cadastro em campo, com toda a informação disponível de uma forma mais precisa;
2. A edição dos dados em campo, com a visualização dos acessórios e com a possibilidade de efectuar manobras de confirmação.

Muito provavelmente ser-nos-ão pedidas novas funcionalidades e integração de outros dados, situação recorrente quando uma ferramenta se torna útil e assim o cadastro não estagnará e continuará a sua linha de evolução.

Palavras chave**:** água, mobilidade, saneamento, SIG

[1] Técnica Superior. Divisão de Controlo de Perdas e Cadastro. *sicoelho@smas-oeiras-amadora.pt*
[2] Chefe de Divisão. Divisão de Águas da Amadora. *mjmarques@smas-oeiras-amadora.pt*
[3] Chefe de Divisão. Divisão de Controlo de Perdas e Cadastro. *ampina@smas-oeiras-amadora.pt*
[4] Chefe de Divisão. Divisão de Saneamento da Amadora. *apsaramago@smas-oeiras-amadora.pt*
[5] Técnico Superior. Divisão de Controlo de Perdas e Cadastro. *jpteixeira@smas-oeiras-amadora.pt*

SMAS de Oeiras e Amadora
Av. Dr. Francisco Sá Carneiro, n.º 19
Urbanização Moinho das Antas
2780–241 OEIRAS
Tel.: (+ 351) 21 440 06 00
Fax: (+ 351) 21 440 06 01

1. INTRODUÇÃO

Pretende-se com esta comunicação abordar a temática da mobilidade SIG na gestão do cadastro informatizado e a sua importância no serviço prestado pelos SMAS O&A.

Para tal iremos relatar resumidamente a evolução que tem ocorrido ao longo do tempo relativamente ao acesso à informação de cadastro das redes e sua aplicação aos vários níveis de actividade destes Serviços – por ex. desde a operação, ao controlo de perdas e ao controlo de qualidade. O mesmo fez-se, primeiro, apenas através de plantas, depois, através dos postos de edição e consulta e mais recentemente via web browser.

Neste momento está-se a iniciar a implementação de uma solução de mobilidade SIG desenvolvida para a realidade dos SMAS, cuja ainda breve experiência e expectativas se pretendem retratar através desta comunicação.

2. ACESSO À INFORMAÇÃO DE CADASTRO DAS REDES NOS SMAS O&A

Talvez se possa afirmar que desde sempre houve registos mais ou menos elaborados das redes de água e de esgotos que serviam as povoações destes Concelhos.

No entanto, só na década de 70, com a cobertura aerofotogramétrica de Junho de 1975 e respectiva restituição cartográfica de 1976, se começou a registar em papel o cadastro das infra-estruturas de água e saneamento.

Na década de 80 foi feito um esforço no sentido de transpor para o papel (plantas) o conhecimento que os funcionários operacionais das redes detinham.

Com a forte explosão urbanística que entretanto ocorre, sobretudo no Concelho da Amadora, verifica-se a necessidade de efectuar uma nova cobertura aerofotogramétrica, que vem a ficar concluída em 1987.

Em 1991 tem início a informatização do cadastro das redes de abastecimento de água e respectivos acessórios utilizando a cartografia digital dos Concelhos de Oeiras e Amadora, à Escala 1:1000, adquirida com base num novo voo de 1989, tendo ainda como referencial geográfico o Datum Lisboa.

A informatização do cadastro das redes de saneamento é iniciada mais tarde – em 1993 – pois o impacto que naquela década as crises graves de falta de água tinham na população, determinaram naturalmente esta prioridade.

Como na última década o cadastro se tornou uma ferramenta de uso quotidiano por diversos sectores dos SMAS foi criado um acesso via web browser ao SIG, que permite a sua consulta de todos os postos de trabalho que o requereram.

Foram desenvolvidas ferramentas específicas, como a exportação de dados directamente do SIG para o EPANET (software de modelação hidráulica de redes de abastecimento de água) e a interligação entre as bases de dados do SIG e da Gestão de Clientes, estando em fase de implementação a interligação com as bases de dados Laboratorial e de Património, entre outras.

3. SOLUÇÃO DE MOBILIDADE NO CADASTRO DE REDES DOS SMAS DE OEIRAS E AMADORA

Actualmente, os SMAS, numa óptica de melhoria contínua da actividade que prestam, estão a integrar uma solução de mobilidade SIG na gestão do cadastro informatizado.

Se o cadastro "nasceu" do registo em papel que reflectia o conhecimento prático do pessoal das explorações de redes, os técnicos dos SMAS sentiram que tinha chegado a altura em que o cadastro tinha que sair das suas salas e acompanhar o pessoal na rua, como ferramenta muito útil, permitindo continuar a sua evolução em grau de fiabilidade e qualidade.

Assim a Solução de Mobilidade é utilizada pelas equipas de exploração das redes e de gestão do cadastro informatizado e contempla dois postos móveis: um para a Oeiras e outro para a Amadora, incluindo todo o equipamento informático (hardware) e software para o efeito necessário, e de forma a garantir o cumprimento dos seguintes objectivos:

- consulta do SIG, em campo, em equipamento informático adequado, adiante designado por posto móvel, que permita:
  - a visualização do cadastro da rede de distribuição de água, da rede de drenagem de águas residuais e da base de referenciação geográfica (cartografia digital e ortofotocartografia numérica);
  - a consulta das características dos elementos de cadastro;
  - a identificação das válvulas a manobrar para proceder a uma suspensão.

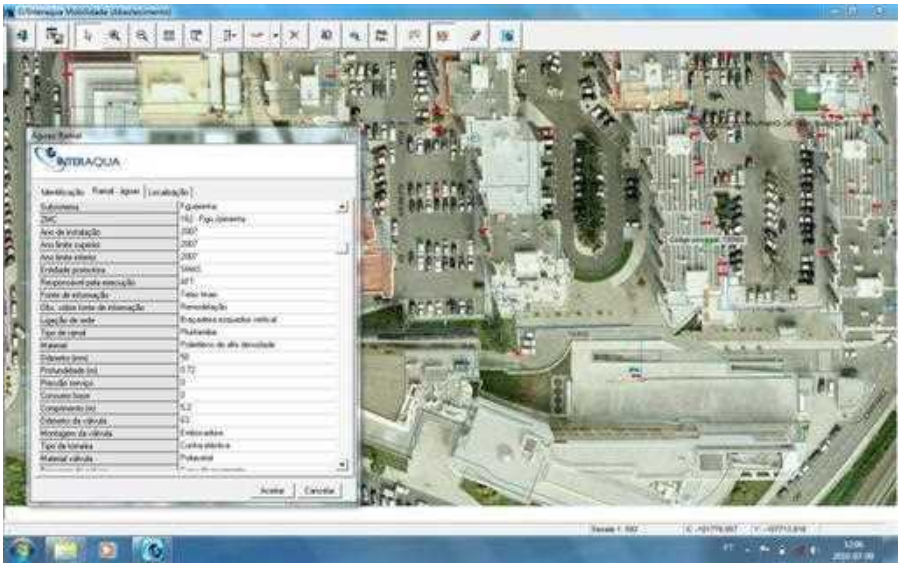


Figura 1. Consulta de características de um ramal de abastecimento

O equipamento informático consiste num Tablet PC robusto com autonomia para um dia de trabalho, dotado de GPS e câmara fotográfica integrados.

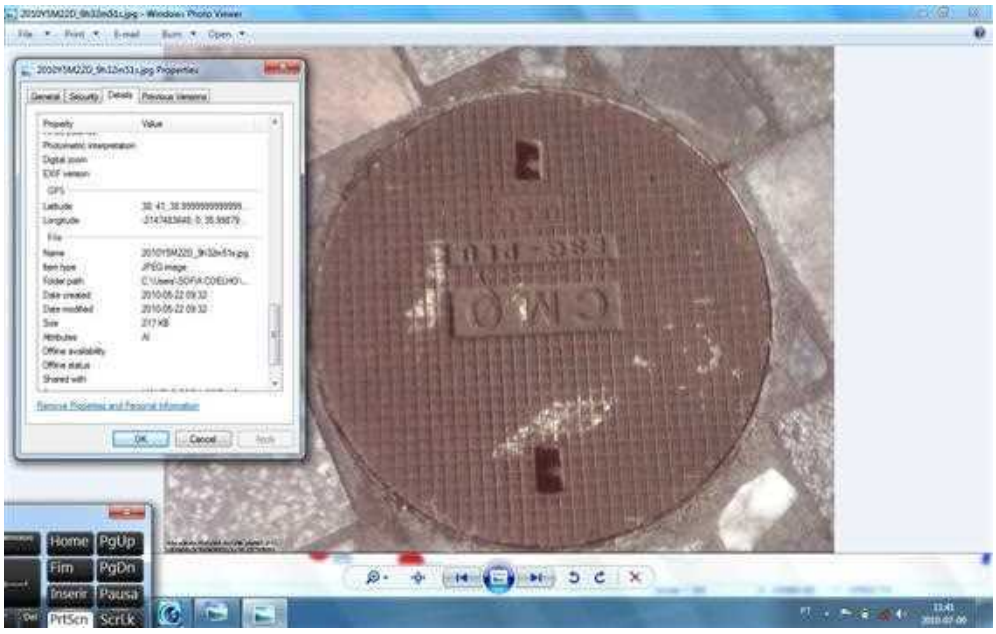


Figura 2. Exemplo de fotografia com georeferenciação tirada pelo Tablet PC

Em complemento, os SMAS pretendem utilizar esta solução para a correcção dos dados de cadastro, em campo. Assim, foram assumidos os seguintes objectivos adicionais:

- actualização dos dados de cadastro, pela implementação dos seguintes procedimentos:
  - a edição das características alfanuméricas dos elementos de cadastro, em campo;
  - o assinalar de zonas em que se verificam desconformidades entre a informação registada no SIG e o cadastro no terreno (redlining);
  - a transferência das informações obtidas em campo para um posto de edição da solução de SIG G/InterAqua (adiante designada por posto base);
  - a actualização dos dados de cadastro no posto base, a partir da informação transmitida pelos postos móveis.

Atendendo aos objectivos funcionais acima descritos, as funcionalidades disponibilizadas nos postos móveis são as seguintes (**Anexo – Funcionalidades do Posto Móvel**):

- básicas de visualização e selecção de informação (zoom, fit e pan);
- localização de endereços;
- localização rápida de elementos de cadastro (válvulas por número de código, caixas por número de código, recintos por designação);
- consulta dos elementos de cadastro;
- análise de redes para identificação das válvulas a manobrar, em caso de suspensão;
- vários tipos de redlining (círculos, linhas e textos), que serão armazenadas numa warehouse específica, de modo a que, em gabinete, possa ser consultada;
- menus para a alteração das características alfanuméricas dos elementos de cadastro.

A nível operacional é de salientar a importância que tem a disponibilização, em campo, do cadastro das redes, ao permitir, por exemplo, simular e optimizar um corte de água, garantido que um número mínimo de clientes possível seja afectado. É de referir, também, a importância da edição em campo para correcção e actualização do cadastro com todos os seus acessórios. A transferência para integração no SIG é sempre validada em gabinete. Esta funcionalidade representa ganhos a vários níveis, nomeadamente de produtividade e poupança de recursos materiais.

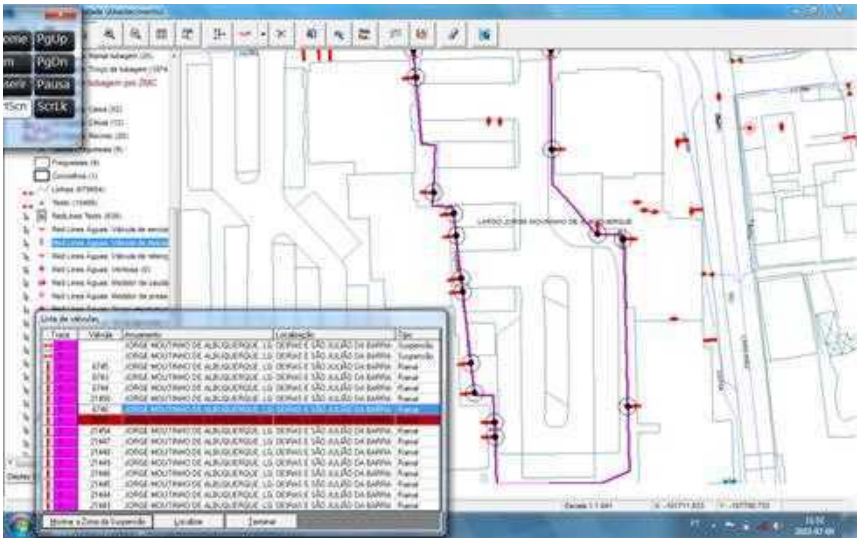


Figura 3. Simulação de suspensão de abastecimento

Muito provavelmente ser-nos-ão pedidas novas funcionalidades e integração de outros dados, situação recorrente quando uma ferramenta se torna útil e assim o cadastro não estagnará e continuará a sua linha de evolução.

Outras utilizações, já pensadas por nós para o futuro prendem-se com o preenchimento remoto dos seguintes documentos:

- Ordens de serviço de intervenções na rede;
- Dados de amostragem pelas equipas das colheitas para análise da qualidade da água.

4.NOTAS CONCLUSIVAS

O objectivo final que os SMAS pretendem atingir é o de proporcionar níveis de atendimento e serviço cada vez mais elevados, aliando à evolução a nível tecnológico as mais-valias que se podem obter através da motivação dos recursos humanos que estão envolvidos neste projecto.

Uma boa aceitação desta solução pelas equipas da operação e controlo de qualidade, consequência das vantagens que a mesma representa para quem trabalha com as redes, poderá consolidar a aposta que continuamos a fazer para que o SIG seja uma ferramenta transversal e “viva” nos SMAS de Oeiras e Amadora.

ANEXO

FUNCIONALIDADES DO POSTO MÓVEL

1. INTERFACE GRÁFICO

Conjunto de funcionalidades que estão acessíveis através dos botões da barra de ferramentas:



Ajuda – Permite ao operador visualizar qual a versão do software instalado.



Modo de Selecção – Permite ao utilizador, consultar os dados alfanuméricos, dos elementos de cadastro. Ao seleccionar esta função e após duplo clique sobre o órgão pretendido, aparecerá um menu com as características alfanuméricas do elemento seleccionado.



Zoom in – Aproximar a visualização dos elementos gráficos, centrada no local do clique sobre o mapa ou na área definida por arrasto do cursor.



Zoom out – Afastar a visualização dos elementos gráficos, centrada no local do clique sobre o mapa.



Fit All – Visualizar todos os elementos activos na janela.



Pan – Mover a área visualizada em qualquer direcção, ao pressionar o botão de seleccção do rato e simultaneamente mover o cursor.



Zoom Anterior – Permite ao utilizador, desfazer a operação de zoom realizada anteriormente.



Alterar a Escala – Permite ao utilizador, definir a escala de visualização. Ao seleccionar esta função vai aparecer uma caixa de diálogo com as escalas disponíveis, após seleccionar uma das escalas e aceitar a operação, a janela gráfica passará para a escala definida.



Suspensão – Permite ao operador iniciar um pedido de suspensão



Localizar Válvula – Pesquisa de válvula, a partir do seu número.



Localizar Números de Policia – Localizar números de policia através da indicação da rua e número



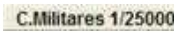
Desconformidades – Marcação de desconformidades



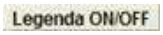
Eliminar elementos gráficos – Funcionalidade que permite eliminar elementos gráficos que não foram ainda transmitidos, com excepção das desconformidades, que ao serem eliminadas origina uma nova transmissão, de modo a anular a respectiva desconformidade.



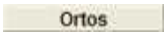
Carregar ou descarregar a **cartografia 1:1 000**, activando ou desactivando os botões respectivos.



Carregar ou descarregar as imagens das **Cartas Militares 1:25 000**, activando ou desactivando os botões respectivos.



Mostrar ou esconder a **legenda gráfica**, activando ou desactivando os botões respectivos.



Carregar ou descarregar as imagens dos **Ortofotomapas**, activando ou desactivando os botões respectivos.



Fechar a aplicação - sair da aplicação de mobilidade.

2. FUNÇÕES DE LOCALIZAÇÃO RÁPIDA

2.1. Localizar Válvula por número

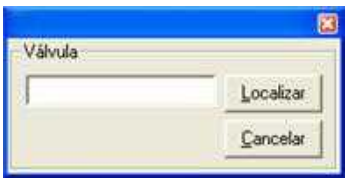


Figura 1. Localização de Válvula



Esta funcionalidade permite ao operador localizar uma válvula pelo seu número, ao premir a tecla de Localizar a aplicação faz um zoom centrado na válvula pretendida.

2.2. Localizar Números de policia



Figura 2. Localização de Arruamento



A localização de números de policia permite ao operador de uma forma simples localizar um endereço, através do preenchimento do nome da rua, ou parte do nome, e posteriormente pela selecção dos números de policia da mesma rua.

Após premir o botão de *Localizar* a aplicação faz um zoom para o local pretendido.

3. PEDIDO DE SUSPENSÕES



O pedido de suspensão é executado em duas fases, a primeira da responsabilidade do empreiteiro e a segunda da responsabilidade da fiscalização.

Quanto à primeira fase, da responsabilidade do empreiteiro, tem como objectivo definir a área afectada por uma dada intervenção, através da identificação gráfica das válvulas a manobrar e dos troços de tubagem isolados.

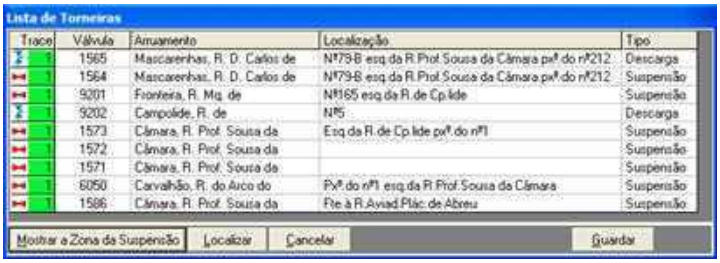


Figura 3. – Lista de válvulas a manobrar

Fica igualmente disponível a lista com a identificação alfanumérica das válvulas a manobrar, localizáveis através de duplo-clique sobre o registo escolhido. Esta função é executada através da selecção (um clique) no órgão que se pretende intervencionar.

Caso se pretender estender a área intervencionada, é apenas necessário seleccionar o troço de tubagem a jusante de qualquer uma das válvulas assinaladas, sendo possível visualizar a qualquer momento todos os órgãos identificados, através do botão Mostrar a Zona da Suspensão.

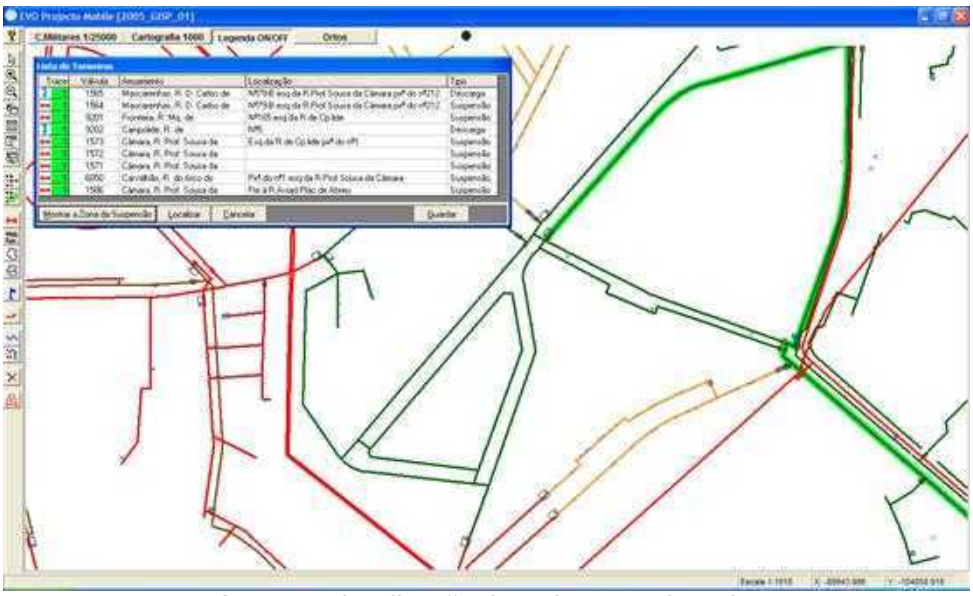


Figura 4. Visualização das tubagens afectadas

Após delimitar a zona da intervenção o empreiteiro deverá Guardar o pedido de suspensão de modo a que a fiscalização proceda à sua validação e posterior transmissão para a base.

Ao Guardar a suspensão surgirá um formulário, que deverá ser preenchido com os dados relevantes à suspensão: Número de policia, se aplicável, (em frente ao qual a suspensão terá inicio); qual o intervalo de tempo previsto para a suspensão; a análise de impacto da suspensão, e finalmente o contacto, do técnico responsável.

4. ASSINALAR DESCONFORMIDADES

Funcionalidade que permite assinalar o local onde se detectem diferenças entre a informação cadastrada e a realidade no terreno (por exemplo: material ou diâmetros não coincidentes).

Para proceder à marcação de uma desconformidade o operador deverá primeiro seleccionar a ferramenta, depois marcar com um ponto (um pouco acima da desconformidade a assinalar) o local da desconformidade e de seguida movendo o rato deverá desenhar um circulo. Por fim deverá indicar com um texto resumo a desconformidade detectada.

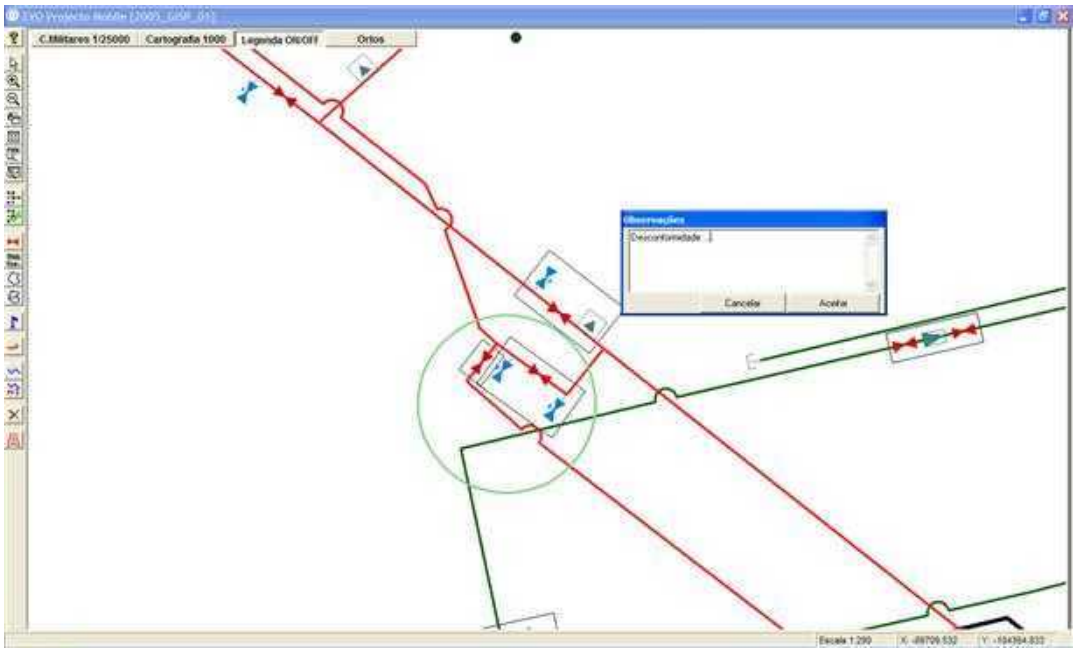


Figura 5. Assinalar desconformidades

5. APAGAR ELEMENTOS

Esta operação elimina as desconformidades. Pode ainda eliminar outros elementos no caso de estes não terem sido validados, como sendo as reclamações, cadastro provisório, cadastro executado.

ÍNDICES DE QUALIDADE DE SERVIÇO EM SISTEMAS DE DRENAGEM E TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUAIS

Célia M.P. GRANJA[1] ; António A.L.S. DUARTE[2]

RESUMO

O abastecimento de água, o saneamento de águas residuais urbanas e a gestão integrada de resíduos sólidos urbanos constituem serviços públicos de carácter estrutural, essenciais ao bem-estar geral, à saúde pública e à segurança colectiva das populações, às actividades económicas e à protecção do ambiente. A Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR) implementou um sistema de avaliação de desempenho das entidades gestoras (EG) baseado em indicadores de desempenho (ID). Estes indicadores incidem sobre aspectos parcelares do desempenho duma dada EG, tendo por objectivo o aumento dos padrões de eficiência e de eficácia dos serviços prestados.

Este trabalho tem como principal objectivo contribuir para a melhoria do modelo de avaliação de desempenho existente, através da definição e cálculo de índices (sectoriais e global) de qualidade de serviço em sistemas de drenagem e tratamento de águas residuais, com base numa metodologia de análise multicritério. O seu valor resulta duma criteriosa combinação das pontuações normalizadas de cada ID. Além de facilitarem a aplicação de estratégias de *benchmarking*, a integração destes índices em sistemas de suporte à decisão, associados à gestão patrimonial de infra-estruturas de saneamento básico poderá ser um instrumento muito útil para as EG na definição das suas prioridades de investimento e de planos operacionais de reabilitação.

Palavras-chave: águas residuais; análise multicritério; entidades gestoras; gestão patrimonial de infra-estruturas; indicadores de desempenho; índices de qualidade de serviço.

[1] Mestranda em Engenharia Civil da Universidade do Minho, celiampgranja@gmail.com

[2] Doutor em Eng.ª Civil, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, Campus de Gualtar, 4710-057 Braga, aduarte@civil.uminho.pt, +351 253 604728.

1 INTRODUÇÃO

O saneamento de águas residuais é um serviço público que, sendo essencial ao bem-estar e à saúde das populações, tem como principal objectivo a protecção dos interesses dos seus utilizadores, devendo reger-se por princípios de universalidade de acesso, continuidade e qualidade de serviço, eficiência, equidade de preço e sustentabilidade. Para assegurar a salvaguarda destes princípios, houve a necessidade introduzir mecanismos de regulação da prestação deste serviço que, à semelhança do abastecimento público de água, se apresenta como um monopólio natural. Com este intuito a Entidade Reguladora dos Sistemas de Águas e Resíduos (ERSAR) implementou um sistema de avaliação de desempenho das EG (ERSAR, 2004) baseado num conjunto de vinte indicadores, retirados do sistema de avaliação preconizado pela *International Water Association* (IWA), e que foram agrupados em três categorias (sectores): *defesa do interesse dos utilizadores*, *sustentabilidade da entidade gestora* e *sustentabilidade ambiental* (Quadro 1).

Quadro 1. Sistema de indicadores do desempenho relativo a sistemas de drenagem e tratamento de águas residuais urbanas, adoptado pela ERSAR

DEFESA DO INTERESSE DOS UTILIZADORES
Acessibilidade de serviço aos utilizadores
AR01 – Cobertura do serviço (%)
AR02 – Preço médio do serviço (€/m³)
Qualidade do serviço prestado aos utilizadores
AR03 – Ocorrência de inundações (m² ou n.º propriedades / 100 km de colector/ano)
AR04 – Resposta a reclamações escritas (%)
SUSTENTABILIDADE DA ENTIDADE GESTORA
Sustentabilidade económico-financeira da entidade gestora
AR05 – Rácio de cobertura dos custos operacionais (-)
AR06 – Custos operacionais unitários (€/m³)
AR07 – Rácio de solvabilidade (-)
Sustentabilidade infra-estrutural da entidade gestora
AR08 – Utilização de estações de tratamento (%)
AR09 – Tratamento de águas residuais recolhidas (%)
AR10 – Utilização de bombeamento das águas residuais na rede de drenagem (%)
AR11 – Reabilitação de colectores (%/ano)
AR12 – Reabilitação de ramais de ligação (%/ano) (*)
Sustentabilidade operacional da entidade gestora
AR13 – Obstruções de colectores (n.º/100 km/ano)
AR14 – Falhas em grupos electrobomba (horas/grupo electro-bomba/ano)
AR15 – Colapsos estruturais em colectores (n.º/100 km colector/ano)
Sustentabilidade em recursos humanos da entidade gestora
AR16 – Recursos humanos (n.º/(10^6 m³/ano) ou n.º/100 km colector/ano)
SUSTENTABILIDADE AMBIENTAL
AR17 – Análises de águas residuais realizadas (%)
AR18 – Cumprimento dos parâmetros de descarga (%)
AR19 – Utilização dos recursos energéticos (kWh/m³)
AR20 – Destino final de lamas de tratamento (%)

(*) Não aplicável a entidades gestoras prestadoras de serviços em *Alta*.

Refira-se que os ID apresentados neste Quadro ainda não reflectem as alterações introduzidas pela ERSAR relativas à reformulação dos mesmos, que originará um conjunto de ID designados como da 2ª geração, a implementar num futuro próximo.

Através da publicação do Relatório Anual do Sector de Águas e Resíduos em Portugal (RASARP), a ERSAR torna pública a avaliação do desempenho efectuada às diversas EG reguladas. Esta avaliação é feita através dos dados fornecidos pelas várias EG necessários ao cálculo dos vinte ID e com base em valores de referência fixados pela ERSAR. A pontuação obtida pelas EG, em cada um dos ID, é posteriormente convertida numa classificação qualitativa (*bom, mediano* ou *insatisfatório*). Actualmente, esta avaliação da ERSAR não procede à agregação dessas classificações parcelares, impossibilitando o estabelecimento de um *ranking* entre as várias EG, facto que também dificulta a implementação de uma estratégia de *benchmarking* que poderá ser benéfico quer ao incremento da concorrência virtual entre entidades, quer ao aumento do nível da qualidade de serviço prestado em termos globais.

O trabalho de investigação desenvolvido teve como objectivo contribuir para o aperfeiçoamento o actual sistema de avaliação da ERSAR, ao complementá-lo com uma metodologia de agregação (criteriosa) dos diferentes ID, baseada em técnicas de análise multicritério, de modo a possibilitar o estabelecimento de um *ranking* entre as várias EG reguladas (Granja, 2010). O procedimento consiste na normalização das pontuações obtidas pela EG em cada ID e na sua posterior agregação, considerando a importância relativa (peso) criteriosamente atribuída a cada um deles, de acordo com uma estrutura hierárquica que permite obter índices sectoriais (IS) de qualidade de serviço e posteriormente, pela combinação destes, um índice global (IG) de qualidade de serviço.

Neste artigo, descreve-se a metodologia adoptada e apresentam-se os resultados do cálculo dos respectivos índices de qualidade de serviço, considerando as pontuações publicadas pela ERSAR, relativas ao ano de 2008 (ERSAR, 2009), obtidas pelas EG de sistemas em *alta* (sem redes de drenagem). Procede-se também a uma análise de sensibilidade relativa ao efeito dos métodos utilizados para a ponderação dos critérios no posicionamento relativo das EG, nesse ano.

2 METODOLOGIA

A análise multicritério apresenta-se como uma metodologia que dá apoio na resolução de problemas com um ou mais objectivos, onde ocorrem vários critérios que precisam de ser avaliados e combinados (Silva *et al*., 2008). Neste trabalho recorre-se a esta técnica, adaptando-a, de forma inovadora, à avaliação de desempenho das EG de saneamento de águas residuais, adoptando como critérios a ponderar parte dos ID propostos pela ERSAR.

Efectivamente, optou-se por não incluir nesta análise os indicadores AR10 (*Utilização de bombeamento das águas residuais na rede de drenagem*) e AR19 (*Utilização dos recursos energéticos*) pela dificuldade em adoptar factores de contexto adequados, que considerassem a especificidade de cada sistema (orografia, tipo de povoamento) em termos de necessidades de bombagem. Aliás, verifica-se que estes dois ID (AR10 e AR19) não têm sido avaliados pela ERSAR e que, na 2ª geração do sistema de avaliação; estes ID foram objecto de reformulação/substituição.

No que respeita à ponderação dos critérios, isto é, atribuição de pesos aos vários ID, esta foi efectuada com base no tratamento da informação obtida através da realização de um inquérito (*on-line*) direccionado a um painel de peritos em Hidráulica Urbana, que incluía académicos, administradores e técnicos qualificados de empresas do sector de saneamento de águas residuais. O questionário presente neste inquérito solicitava a atribuição do grau de importância de cada ID, numa escala de 1 (insignificante) a 7 (extremamente importante), na sua categoria, e ainda a importância relativa de cada categoria para a avaliação global da qualidade de serviço das EG de sistemas de saneamento de águas residuais (EGSAR).

Relativamente às pontuações publicadas pela ERSAR, no RASARP 2008, constata-se que nem todas as EG forneceram os dados relativos à totalidade dos ID em avaliação (indicação de "N.R." = não respondeu) e que também surge a indicação, para algumas EG, de "N.A." (não aplicável), quando reconhecida a impossibilidade da EG fornecer essa informação. Tal situação origina uma limitação à adequada comparabilidade do desempenho das EG, se considerarmos a totalidade dos ID do sistema de avaliação.

De forma a mitigar esta limitação, procedeu-se à definição de mais dois universos de análise (U2 e U3), caracterizados no Quadro 2, em que as condições de comparação são idênticas para as EG analisadas. Assim, no universo U2 consideram-se todas as EG avaliadas, mas apenas os ID em que todas elas têm pontuação, enquanto o universo U3 integra apenas aquelas EG com pontuação em todos os ID considerados nesta análise.

Quadro 2. Universos de análise considerados para a análise multicritério

Universo	Entidades gestoras	Indicadores de desempenho
U1	Todas (18)	Todos (17)
U2	Todas (18)	Parte (16)
U3	Parte (17)	Todos (17)

2.1 Definição dos índices de qualidade de serviço

O conjunto de critérios seleccionados foi estruturado de forma hierárquica, de modo a obter uma agregação coerente da pontuação correspondente a cada ID (critério) e de acordo com o organograma representado na Figura 1 (adaptado de Duarte *et al.*, 2009a).

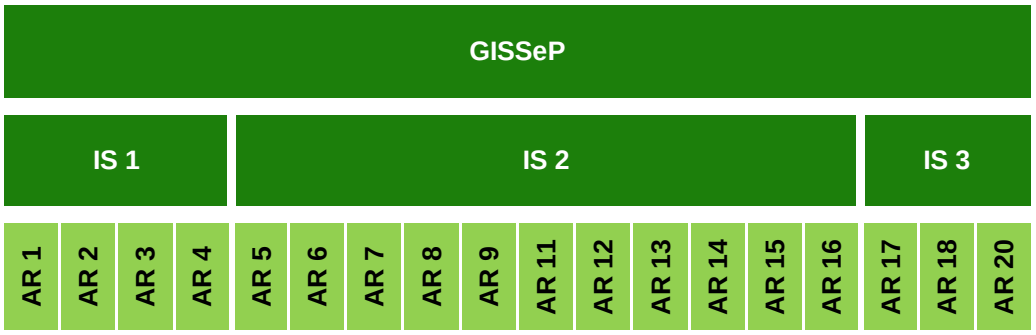


Figura 1. Modelo hierárquico adoptado na definição do índice global de qualidade de serviço

Esta estrutura, ao reflectir as três categorias consideradas no sistema de avaliação da ERSAR, permite avaliar áreas específicas do desempenho de cada EGSAR, através de sub-

índices aqui designados como índices sectoriais (IS), cuja combinação criteriosa permite, por sua vez, a definição de um índice global (IG) de qualidade de serviço, designado por GISSeP (*Global Index of Sanitation Service Performance*).

Os valores de cada um dos três índices sectoriais (IS) resultam duma combinação linear ponderada da pontuação normalizada dos ID que integram a categoria respectivas, que podem ser expressas através das Equações 1, 2 e 3. Por sua vez, o valor do índice global de qualidade de serviço (GISSeP) resulta da combinação linear ponderada dos três índices sectoriais expressa através da Equação 4.

$$IS\ 1_j = \sum_{i=1}^{4} AR_{ij} \times W_{AR_i} \quad (1)$$

$$IS\ 2_j = \sum_{i=5}^{16} AR_{ij} \times W_{AR_i} \quad (2)$$

$$IS\ 3_j = \sum_{i=17}^{20} AR_{ij} \times W_{AR_i} \quad (3)$$

$$GISSeP_j = \sum_{k=1}^{3} ISk_j \times W_{ISk} \quad (4)$$

em que:

ISk_j – índice sectorial k, da entidade j; (-)

AR_{ij} – pontuação normalizada do indicador de desempenho i, da entidade j; (-)

W_{AR_i} – peso atribuído ao indicador de desempenho i; (-)

$GISSeP_j$ – índice global de desempenho da entidade j; (-)

W_{ISk} – peso atribuído ao índice sectorial k; (-)

Saliente-se que o método adoptado (combinação linear ponderada) permite a compensação total entre critérios. Deste modo, um critério mal classificado, que se traduz num valor baixo da sua contribuição para o índice, pode ser compensado por um conjunto de critérios bem classificados, que representem uma contribuição significativa para valorizar o respectivo índice (Duarte *et al*., 2009b).

Os ID que apresentavam uma informação de “não aplicável” e de “não respondeu”, apenas existentes no caso do universo U1, foram tratados de forma distinta dos restantes. Assim, no cálculo dos respectivos IS, decidiu-se atribuir uma pontuação normalizada de 0 às situações de não resposta e uma penalização suplementar no valor desse índice de 10% por cada ID com não resposta. Pretendeu-se, desse modo, isso evitar que o infractor fosse favorecido por omitir situações que viessem a prejudicar substancialmente a sua avaliação de desempenho.

já no caso de ID com registo de “não aplicável”, não se aplicou qualquer penalização, retirando-se esse ID do processo de agregação e processando-se â necessária redistribuição dos pesos dos restantes ID. Este processo promove alguma distorção nos resultados obtidos para o universo U1, tornando menos adequada a comparabilidade dos valores dos respectivos índices.

2.2 Ponderação dos indicadores de desempenho

A obtenção dos pesos que determinam a importância relativa de cada ID no cálculo do respectivo IS e a destes no do IG teve origem no tratamento da informação obtida através de um questionário, disponível *on-line* e de resposta anónima, dirigido a um painel de especialistas em Hidráulica Urbana. Foram obtidas vinte e duas respostas, sendo que a maioria delas proveniente de quadros superiores de EGSAR. No Quadro 3 apresenta-se uma síntese das pontuações atribuídas aos ID pelos inquiridos e o tratamento estatístico efectuado. Da análise dos resultados obtidos no inquérito, constata-se que o ID considerado mais importante foi o AR18 (*Cumprimento dos parâmetros de descarga*) e o menos relevante foi o AR11 (*Reabilitação de colectores*).

Quadro 3. Resultados do inquérito realizado ao painel de especialistas em Hidráulica Urbana

AR01	AR02	AR03	AR04	AR05	AR06	AR07	AR08	AR09	AR10	AR11	AR12	AR13	AR14	AR15	AR16	AR17	AR18	AR19	AR20	Média	Desvio Padrão
6	5	4	6	5	5	3	5	6	5	5	5	4	5	5	4	4	6	4	6	4,8	0,85
2	7	3	2	2	6	1	1	5	5	4	4	4	4	3	5	6	7	7	5	4,1	1,93
6	4	5	7	4	6	4	7	7	6	7	5	7	6	7	5	7	7	6	7	5,9	1,12
5	3	2	4	2	3	4	2	2	4	2	2	2	5	1	1	2	5	7	7	3,1	1,8
7	7	5	7	6	6	4	4	6	4	3	1	5	7	5	4	7	7	5	7	5,3	1,66
6	3	6	6	6	5	3	5	7	3	4	3	5	6	6	4	6	7	4	7	5,0	1,41
6	6	5	6	6	5	4	4	4	4	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5	4,7	0,79
7	7	5	6	6	6	5	5	5	4	5	6	6	6	6	6	6	7	7	7	5,8	0,85
3	6	3	3	5	5	4	4	6	6	3	3	3	3	6	4	7	7	7	7	4,6	1,62
7	7	6	6	6	6	6	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	6,7	0,44
6	5	5	7	7	7	7	7	7	6	4	4	4	5	5	6	7	7	7	7	5,9	1,17
6	6	3	3	6	6	2	2	4	5	3	3	2	3	4	5	4	6	6	2	4,2	1,57
6	7	4	7	5	5	5	4	6	6	3	6	5	5	5	4	7	7	7	7	5,5	1,23
4	3	5	6	5	4	3	6	7	6	6	5	4	4	4	4	7	7	7	7	5,1	1,40
4	5	3	6	4	6	5	4	5	5	3	3	4	2	2	3	5	5	6	6	4,2	1,30
7	7	7	6	6	5	5	5	6	6	4	4	4	5	6	5	7	7	7	7	5,7	1,11
5	7	7	4	6	5	4	2	4	6	2	6	4	5	7	4	6	7	5	7	5,1	1,57
6	3	4	7	5	6	4	3	7	6	4	3	4	4	5	4	7	6	7	7	5,0	1,48
6	6	5	4	6	5	5	4	6	5	3	4	5	7	6	5	7	7	6	7	5,4	1,15
7	4	6	5	3	6	3	5	4	4	4	5	5	6	6	6	7	7	6	7	5,2	1,30
7	4	6	5	3	6	3	5	4	4	4	5	5	6	6	6	7	7	6	7	5,2	1,30
6	5	6	4	4	5	4	6	5	3	3	6	4	7	7	6	6	6	5	6	5,2	1,20
5,68	5,32	4,77	5,32	4,91	5,41	4	4,41	5,45	5,00	3,95	4,27	4,41	5,09	5,14	4,68	6,09	6,55	6,09	6,45	Média	
1,36	1,52	1,38	1,49	1,41	0,85	1,31	1,68	1,37	1,11	1,36	1,49	1,26	1,41	1,61	1,29	1,34	0,74	1,02	1,18	Desvio Padrão	

Na ponderação dos ID de cada categoria foram utilizados dois métodos de análise multicritério (Quadro 4), que integram abordagens inovadoras aos métodos habitualmente utilizados na ponderação de critérios, com o propósito de se efectuar uma análise de

sensibilidade da variação do posicionamento relativo das EGSAR com o método de ponderação utilizado.

Quadro 4. Métodos utilizados na ponderação de indicadores e índices sectoriais

Métodos	
A	Escala de pontos *modificada* (complementada com *ranking*)
B	Comparação par a par (com transformação de escala)

O método da escala de pontos consiste na atribuição de pesos em função das médias dos valores atribuídos pelos inquiridos à importância de cada indicador. O método A (*escala de pontos modificada*) consiste na atribuição de pontuação decrescente aos pesos atribuídos numa primeira fase pelo método anterior (que serviu de base a este), originando assim um *ranking* de preferências (Duarte *et al*., 2010).

O método B é uma abordagem inovadora na ponderação de critérios em análise multicritério, facultado pela formulação "estratégica" das questões enunciadas no inquérito, a qual permite transformar as pontuações atribuídas por cada inquirido num processo de comparação par a par, conhecido por *Analytical Hierarchy Process* (AHP) (Saaty, 1977).

Através da comparação indirecta realizada por cada inquirido é possível estabelecer um grau de relação entre cada par de indicadores, de onde resulta uma matriz *n*×*n*, recíproca. Para esta matriz calculam-se os seguintes parâmetros preconizados no método AHP para determinação de pesos: o vector próprio principal (*eigenvector*), o máximo valor próprio (*eigenvalue*), o índice de consistência (CI), o índice de aleatoriedade (RI) e o grau de consistência (CR). Se este último parâmetro atinge valores superiores a 0,10 é necessário proceder à reformulação da matriz para eliminar inconsistências na comparação cruzada do valor relativo atribuído aos vários indicadores. Saaty demonstrou que o vector próprio proveniente do maior valor próprio da matriz de comparação par a par representa a prioridade dos critérios e resguarda a preferência ordinal entre alternativas. Os valores do vector próprio podem ser obtidos através da Equação 5.

$$W_i = \left(\prod_{j=1}^{n} a_{ij} \right)^{1/n} \Bigg/ \sum_{k=1}^{n} \left[\left(\prod_{j=1}^{n} a_{kj} \right)^{\frac{1}{n}} \right] \qquad (5)$$

em que:

W_i - vector de pesos (solicitado para a ponderação dos critérios);

a_{ij} - matriz de comparação para a par.

A informação retirada da pontuação atribuída por cada um dos vários inquiridos permite estabelecer uma matriz, para cada um dos índices calculados, que servirá de base à aquisição dos respectivos vectores com os pesos utilizados nesse cálculo. No Quadro 5 apresenta-se uma síntese da informação relativa ao cálculo matricial associado à determinação dos pesos de cada critério, através da aplicação do método B.

Face à escala de pontuação utilizada no formulário do inquérito (1 a 7), diferente da usada no método AHP, que varia entre 1 e 9, foi necessário estabelecer, um processo de conversão de escalas (Duarte *et al*., 2010) que se encontra sistematizado no Quadro 6. Esse processo baseia-se no cálculo da diferença de pontuações do indicador da linha i em relação à do indicador da coluna j e na sua correspondência com a "*nova*" pontuação a introduzir na respectiva matriz de comparação par a par.

Quadro 5. Síntese das matrizes de comparação par a par utilizadas no método B

N.º matrizes	Dimensão (*n*×*n*)	Índice calculado	Indicadores/Índices ponderados
22	4x4	IS1	AR01 a AR04
22	11x11	IS2	AR05 a AR16(*) (**)
22	3x3	IS3	AR17 a AR20(**)
22	3x3	GIP	IS1 a IS3

(*) Para entidades gestoras de sistemas em *alta* não é considerado o AR12.

(**) Os indicadores AR10 e AR19 não são incluídos, como referido anteriormente.

Quadro 6. Metodologia de conversão de escalas aplicada no método B

Inquérito	Escala	Diferença de pontuação do indicador da linha *i* em relação à do indicador da coluna *j*												
	1 a 7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5	6
Nova pontuação	1 a 9	1/9	1/7	1/6	1/5	1/4	1/3	1	3	4	5	6	7	9

2.3 Normalização de critérios

Devido ao facto de os indicadores/critérios apresentarem pontuações expressas em unidades heterogéneas e para que seja exequível o cálculo dos diferentes índices é necessário converter essas pontuações para uma mesma escala, processo esse denominado de *normalização*.

Na análise multicritério é frequente o uso de funções *fuzzy* (Jiang e Eastman, 2000) do tipo linear, sigmoidal (*S-shaped*), *J-shaped* e complexa, convertendo, indicador a indicador, as respectivas pontuações numa escala contínua de 0 (muito mau) a 1 (muito bom), realizando assim a normalização das pontuações.

Com base nas funções e critérios de normalização adoptados por Granja (2010), apresenta-se neste trabalho (Figura 2), a título de exemplo, a informação sistematizada relativa à aplicação da função linear e dos respectivos critérios de normalização das pontuações a nove dos dezassete ID considerados. Os intervalos de referência são representados por x_a e x_b no caso de a função ser crescente, e por x_c e x_d no caso de a função ser decrescente.

A adopção da função linear na normalização destes indicadores deve-se ao facto de se considerar que a diferença de 1% nas pontuações destes ID representa uma variação significativa na qualidade de desempenho da EGSAR.

No caso dos indicadores AR01, AR09 e AR20 foram mantidos os intervalos de referência estabelecidos pela ERSAR, que têm em consideração as metas estabelecidas no PEAASAR II (2007 - 2013).

No caso dos indicadores AR14 e AR15 foram mantidos os intervalos de referência fixados pela ERSAR, pelo facto de esta entidade dispor já de um histórico que permite validar tais limites.

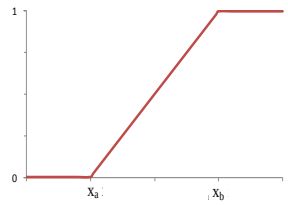
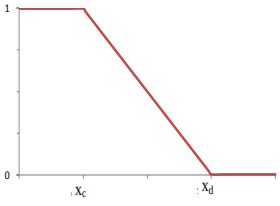
Função linear		Indicador / Parâmetros de normalização	
Crescente	Decrescente		
 $y = 0\ se\ x \leq x_a$ $y = \frac{x - x_a}{x_b - x_a}\ se$ $x > x_a\ e\ x < x_b$ $y = 1\ se\ x \geq x_b$	 $y = 1\ se\ x \leq x_c$ $y = \frac{(x - x_d)}{x_c - x_d} se$ $x > x_c\ e\ x < d_d$ $y = 0\ se\ x \geq x_d$	**AR01**	Crescente: x_a=85% e x_b=100%
		AR08	Crescente: x_a=50% e x_b=70% Decrescente: x_c=90% e x_d=100%
		AR09	Crescente: x_a=80% e x_b=100%
		AR14	Decrescente: x_c=48 e x_d=55
		AR15	Decrescente: x_c=0 e x_d=2
		AR17	Crescente: x_a=98% e x_b=100%
		AR18	Crescente: x_a=98% e x_b=100%
		AR20	Crescente: x_a=90% e x_b=95%

Figura 2. Parâmetros utilizados na normalização de pontuações dos ID através de uma função linear

Relativamente ao indicador AR08, uma boa qualidade de serviço situa-se entre 90 e 70%, para uma qualidade de serviço avaliada como mediana os valores de referência situam-se entre 100 e 90% e entre 70 e 50%, desta forma e mantendo os limites fixados pela ERSAR, para valores no intervalo entre 90 e 70% atribui-se o valor de 1, para valores entre 50 – 70% e 90 – 100% recorreu-se a funções lineares crescente e decrescente, respectivamente.

No caso do indicador AR17, a ERSAR define um serviço que se situa entre 95 e 100% como mediano. Contudo, considera-se que, actualmente, as EGSAR já deveriam dispor dos meios laboratoriais e dos recursos financeiros necessários para efectuar as análises requeridas por lei. Admitiu-se, porém, uma margem de 2% para eventuais imprevistos, adoptando-se um intervalo de referência entre 98 e 100%. Para valores abaixo deste intervalo é atribuída uma pontuação de 0. Para valores entre 98 e 100% recorre-se à função linear crescente fazendo variar a pontuação normalizada entre 0,5 e 0,9, visto que actualmente, várias entidades gestoras já realizam um número de análises superior ao número mínimo imposto por lei. Entendeu-se premiar esse esforço de monitorização adicional até ao limite de 10%.

Relativamente ao indicador AR18, a ERSAR considera o intervalo entre 95 e 100% como relativo a uma qualidade de serviço mediana. Contudo, o cumprimento integral dos requisitos regulamentares de descarga é um factor muito valorizado no que diz respeito à saúde pública e à qualidade ambiental dos meios hídricos, o que implica uma exigência crescente em relação a este indicador. Assim, entendeu-se ser pertinente diminuir o intervalo de referência para valores entre 98 e 100%, admitindo uma margem de 2% para situações consideradas acidentais e esporádicas.

A função sigmoidal na normalização da pontuação de cinco critérios (ID): AR03, AR04, AR05, AR13 e AR16, tendo-se alterado alguns dos intervalos de referência definidos pela ERSAR.

A função *J-shaped* foi aplicada na normalização da pontuação de três critérios (ID) ─ AR02, AR06 e AR07 ─ atendo a que essa função permite penalizar de forma mais gravosa as pontuações próximas de um dos extremos do intervalo de referência (p.ex., preços mais elevados) e permitir que o outro extremo nunca assuma o valor zero.

Para o indicador AR11, a qualidade de serviço é considerada *mediana* quando os valores se encontram entre 1 e 0,8%/ano, sendo que abaixo deste intervalo a qualidade de serviço é considerada *insatisfatória*. Dado que este indicadores diz respeito à reabilitação de colectores, não podemos avaliar da mesma forma sistemas recentes e sistemas já consolidados. Assim procedeu-se à normalização das pontuações deste ID através de uma função complexa integrando funções lineares (constante, crescente e decrescente) e uma função sigmoidal decrescente.

2.4 Cenários de análise de resultados

Os cenários de análise dos resultados obtidos para os valores dos índices de qualidade de serviço para sistemas de saneamento em *alta* (Quadro 7) foram definidos em função dos anos aos quais se referiam os dados utilizados, neste caso 2007 e 2008, dos universos definidos em função dos ID e das EGSAR considerados (U1, U2 e U3), e dos métodos de ponderação adoptados (A e B). Combinando estes factores obtemos um conjunto de doze cenários de análise possíveis (Granja, 2010).

Quadro 7. Cenários de análise dos valores dos índices de qualidade de serviço

Relativo a EGSAR em alta												
Ano de Avaliação	2007						2008					
Universo	U1		U2		U3		U1		U2		U3	
Método	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
Cenário	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**

Realizando a comparação dos resultados obtidos nos cenários 1 e 2, bem como dos cenários 7 e 8, conseguimos avaliar, para o mesmo universo (U1), a sensibilidade do posicionamento das EGSAR ao método de ponderação dos critérios (A ou B), num dado ano (2007 ou 2008). Seria ainda possível analisar a evolução, em anos consecutivos, do desempenho das EGSAR e o seu posicionamento relativo (Granja, 2010).

Em relação à análise dos cenários 4 e 10 é possível observar a variação, em anos consecutivos (2007 e 2008), do valor dos índices (sectoriais e global), considerando o mesmo método de ponderação (B) e o mesmo universo de análise (U2).

3 RESULTADOS

Na Figura 3 apresenta-se, graficamente, os valores obtidos para os pesos dos ID e dos IS, através da aplicação dos dois métodos de ponderação utilizados (A e B). Da sua análise, verifica-se que existem diferenças significativas nos resultados dos pesos resultantes da aplicação de cada um dos métodos.

Neste trabalho optou-se por apresentar, a título de exemplo, uma síntese comparativa dos resultados referentes aos cenários de análise 8 e 10 (Quadro 8 e Figura 4), que evidencia, para o ano de 2008 e utilizando o mesmo método B de ponderação dos critérios, os valores dos índices IS e GISSeP e a posição relativa da totalidade das EGSAR reguladas, considerando dois universos de análise distintos.



Figura 3. Pesos atribuídos aos índices sectoriais (IS 1, IS 2 e IS 3) e aos indicadores de desempenho (AR01 a AR20), em função do método de ponderação utilizado

Quadro 8. Valores dos índices (sectoriais e global) de qualidade de serviço e posicionamento relativo das EGSAR reguladas (cenários 8 e 10)

	Cenário 8					Cenário 10				
EGSAR	IS 1	IS 2	IS 3	GISSep	*Ranking*	IS 1	IS 2	IS 3	GISSeP	*Ranking*
AA	2,09	1,51	1,88	5,48	**11**	2,31	1,66	1,88	5,84	**7**
AB	2,92	1,60	1,11	5,64	**10**	2,43	1,66	1,11	5,20	**11**
AC	3,58	2,08	1,88	7,55	**2**	3,32	2,15	1,88	7,35	**2**
AD	1,35	1,78	1,54	4,67	**14**	1,84	1,82	1,54	5,19	**13**
AE	2,61	1,54	1,87	6,02	**8**	2,01	1,55	1,87	5,43	**9**
AF	1,88	1,43	1,11	4,42	**16**	2,54	1,47	1,11	5,13	**14**
AG	3,01	1,55	1,11	5,67	**9**	2,54	1,56	1,11	5,22	**10**
AH	1,00	1,67	1,88	4,55	**15**	1,36	1,79	1,88	5,02	**15**
AI	1,68	1,64	1,88	5,19	**12**	1,68	1,64	1,88	5,19	**12**
AJ	1,03	1,88	0,76	3,68	**18**	1,40	2,00	0,76	4,16	**17**
AK	1,38	1,62	1,11	4,10	**17**	1,86	1,63	1,11	4,61	**16**
AL	1,75	1,93	2,99	6,66	**5**	2,37	1,95	2,99	7,30	**3**
AM	4,32	1,63	0,69	6,64	**6**	4,32	1,64	0,69	6,64	**6**
AN	1,85	1,17	1,88	4,89	**13**	0,97	1,17	1,88	4,02	**18**
AO	3,14	1,87	2,99	8,00	**1**	2,72	1,89	2,99	7,59	**1**
AP	3,53	1,34	2,43	7,30	**3**	3,25	1,37	2,43	7,05	**4**
AQ	2,96	1,24	1,88	6,07	**7**	2,48	1,24	1,88	5,60	**8**
AR	4,03	1,20	1,87	7,11	**4**	3,93	1,21	1,87	7,01	**5**

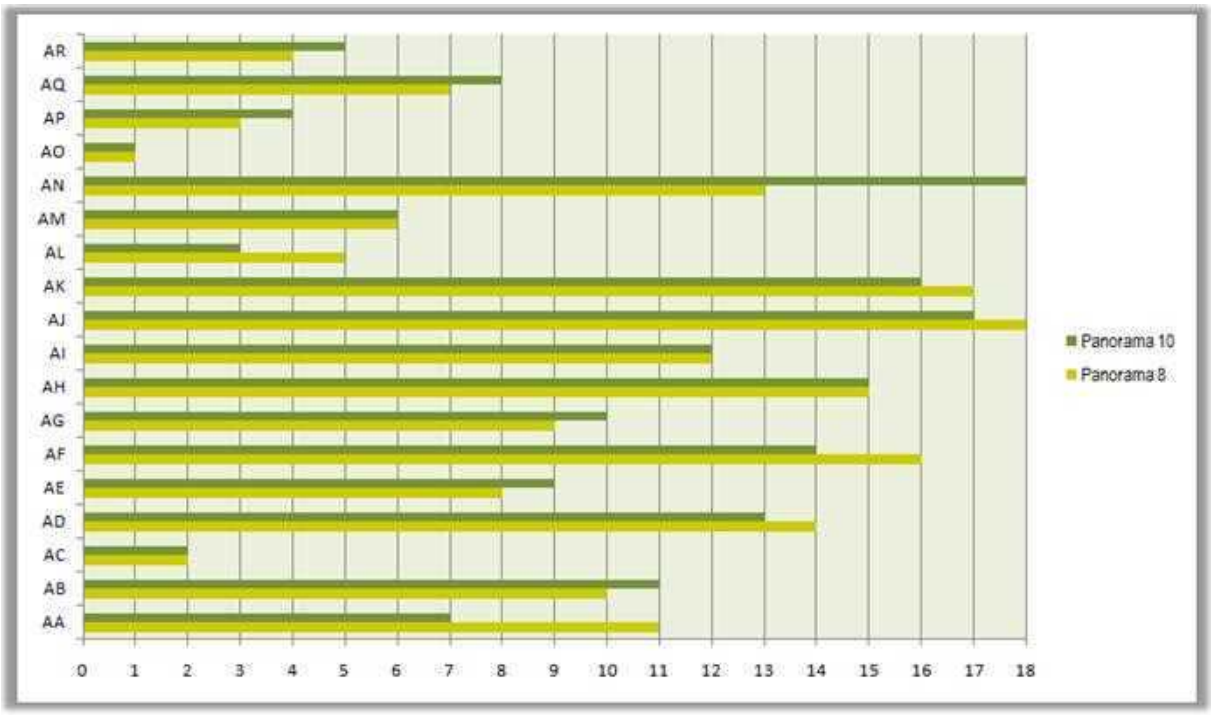


Figura 4. Comparação dos resultados obtidos nos cenários 8 e 10

4 CONCLUSÕES

A metodologia proposta para a definição de índices sectoriais e global de qualidade de serviço em sistemas de drenagem e tratamento de águas residuais baseia-se no actual sistema de indicadores de desempenho adoptado pela ERSAR e na integração de métodos de análise multicritério para agregar de forma criteriosa as pontuações normalizadas obtidas por uma EGSAR nos vários ID que constituem aquele sistema.

A ponderação dos critérios foi efectuada com base em dois métodos inovadores distintos, tendo-se concluído que o método B é mais conservativo que o método A, o qual agrava as amplitudes entre o critério mais valorizado com o menos valorizado. Desta forma, o método A influencia de forma mais significativa que o método B o resultado final do *ranking* das EG.

A parametrização das funções *fuzzy* é uma questão indutora de alguma subjectividade neste processo de análise multicritério e a adopção de critérios gerais implicará sempre a necessidade de obter um consenso generalizado entre as EGSAR, que deve, intervir activamente nesse processo, de modo a serem considerados os indispensáveis factores de contexto que reflictam as especificidades e condicionalismos de cada EG. Actualmente, a informação de contexto é apenas usada para fundamentar alguns dos valores de ID apresentados pelas EG (ERSAR), sendo importante incorporar esses factores no cálculo dos índices de qualidade de serviço.

Com este contributo pretende-se complementar e aperfeiçoar o actual sistema de avaliação de desempenho das EGSAR, ao promover uma estratégia de *benchmarking* adequada às exigências deste serviço público e apoiar os processos de decisão inerentes à gestão patrimonial de infra-estruturas de saneamento básico.

REFERÊCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Duarte, A.A.L.S.; Rodrigues, G.M.C.; Ramos, R.A.R.; Bentes, I. (2010). Definição de índices de qualidade de serviço em sistemas de abastecimento de água. In *Comunicações do 10º Congresso da Água* (CD-Rom) (ISBN: 978-972-99991-9-2), Ed. APRH – Associação Portuguesa de Recursos Hídricos, 21-24 de Março, Alvor, Portugal.

Duarte, A.A.L.S.; Rodrigues, G.M.C.; Ramos, R.A.R. (2009a). Effect of criteria weighting methods on the ranking of water suppliers' performance. In *Proceedings of Energy, Environment, Ecosystems and Sustainable Development*, WSEAS Press, Atenas, Grécia, 28-30 Setembro de 2009, pp. 350-355.

Duarte, A.A.L.S.; Rodrigues, G.M.C.; Ramos, R.A.R. (2009b). A global service quality index to evaluate the performance and sustainability in water supply utilities. *WSEAS Transactions on Environment and Development* (ISSN: 1790-5079), **5** (12), WSEAS Press, pp. 759-769.

ERSAR (2004). *Guia Técnico 2: Indicadores de desempenho para serviços de águas residuais*. Ed. Entidade Reguladora de Serviços de Águas e Resíduos Instituto Regulador de Águas e Resíduos e Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

ERSAR (2009). *Relatório anual do sector de águas e resíduos em Portugal (2008) - Volume 3 - Avaliação da qualidade do serviço prestado aos utilizadores*. Ed. Entidade Reguladora de Serviços de Águas e Resíduos, Lisboa, 2009.

Granja, C.M.P. (2010). *Índices de qualidade de serviço em sistemas de tratamento e drenagem de águas residuais*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho, Braga, 2010.

Jiang, H.; Eastman, J.R. (2000). Application of fuzzy measures in multi-criteria evaluation in GIS. *International Journal of Geographical Information Science*, **14** (2), pp. 173-184.

Saaty, T. (1977). A scaling method for priorities in hierarchical structures. *Journal of Mathematical Psychology*, **15**, pp. 234-281.

Silva, A.N.R.; Ramos, R.A.R.; Sousa, L.C.L.; Rodrigues, D.S.; Mendes, J.F.G.(2008). *SIG: Uma plataforma para a introdução de técnicas emergentes no planejamento urbano regional e de transportes: uma ferramenta 3 D para a análise ambiental urbana, avaliação multicritério, redes neurais artificiais*. Edição da EdUFSCar, São Carlos, SP, Brasil.

INFLUÊNCIA DA TURBIDEZ E DA ESPESSURA DE LÂMINA LÍQUIDA NA DESINFECÇÃO POR RADIAÇÃO ULTRAVIOLETA

JULIANA DELGADO TINÔCO[1]; LUIZ ANTONIO DANIEL[2]; LUIZ PEREIRA DE BRITO[3]; FABÍOLA DA COSTA CATOMBÉ DANTAS[4]; JULIANA RANGEL DE MORAIS PIMENTEL[5]

Palavras- chave: desinfecção ultravioleta, esgoto doméstico, intensidade de radiação

[1] Engenheira Civil, Mestre em Engenharia Sanitária, Doutoranda em Engenharia Hidráulica e Saneamento (EESC/USP). Av. Bernardo Vieira, 4460, Apto. 101, Lagoa Nova. CEP: 59056-045. Natal-RN/Brasil | judeltinoco@gmail.com | +55 84 9960 9700 | +55 84 3212 1075.

[2] Engenheiro Civil, Mestre e Doutor em Hidráulica e Saneamento, Professor Doutor MS3 da EESC/USP.

[3] Engenheiro Civil, Mestre em Engenharia Química, Doutor e Pós Doutor em Engenharia Sanitária e Ambiental, Professor Titular da UFRN.

[4] Técnica em Edificações, Graduanda em Ecologia (UFRN), Fiscal Urbanística da Secretaria Municipal de Meio Ambiente da Prefeitura de Macaíba/RN

[5] Engenheira Textil, Aluna Especial do Mestrado em Engenharia Sanitária da UFRN, Encarregada de Produção da Indústria de Confecção Guararapes Têxtil

1. RESUMO

Neste trabalho avaliou-se a influência da turbidez e da espessura de lâmina líquida na eficiência da desinfecção por radiação ultravioleta de esgoto doméstico tratado em sistema composto por lagoa facultativa e wetland. Os ensaios foram realizados em batelada com emprego de um reator de aço inox retangular com capacidade de tratamento de 3,6 L por cada 2 cm de espessura. Foram utilizadas 6 lâmpadas emersas de baixa pressão de vapor de mercúrio, potência nominal de 15 W e intensidade média de radiação de 1,44 mW/cm^2/lâmpada. As amostras foram submetidas à radiação variando-se cinco doses volumétricas, tais quais: 8, 15, 23, 30 e 38 wh/m^3, com três diferentes lâminas líquidas (2, 4 e 6 cm). Todos os experimentos foram realizados em triplicata, totalizando 45 ensaios. Os indicadores microbiológicos foram *Escherichia coli*, coliformes totais e *Clostridium perfrigens*. Os resultados obtidos indicaram que, para a Escherichia coli e coliformes totais, a turbidez representa uma influência negativa para inativação de microrganismos e é um indicador para seleção da altura de lâmina líquida de projeto. Mesmo em condições de elevada turbidez consegue-se bons resultados de inativação de microrganismos quando assegurada a penetração da radiação UV em toda massa líquida. Em termos evolutivos, observou-se que o percentual de eficiência de remoção de Escherichia coli e de Coliformes totais foi diminuindo à medida que se aumentou a lâmina líquida. Para as doses testadas não se pode estabelecer uma relação de inativação para o *Clostridium perfringens.* Para as condições de teste, as doses utilizadas não garantiram à inativação de *Clostridium perfringens*, as doses devem ser revistas.

2. INTRODUÇÃO

A desinfecção por radiação UV é um processo de ação física: quando a radiação penetra a parede de uma célula, através da transferência de energia eletromagnética das lâmpadas de mercúrio para o material genético dos organismos (DNA e RNA), estes sofrem alterações por fotólise, perdendo a habilidade de reprodução da célula (USEPA, 1999a).

No entanto, a eficácia da desinfecção por radiação UV está diretamente relacionada com as características qualitativas do efluente, em particular com a turbidez que representa a concentração de sólidos suspensos, com a intensidade de radiação de UV, com o tempo de exposição dos microrganismos à radiação, com a configuração do reator (distribuição espacial da radiação UV) e consequente comportamento hidrodinâmico nas diferentes condições operacionais (USEPA, 1999b).

Neste contexto, o objetivo deste trabalho foi avaliar a influência da turbidez e da espessura de lâmina líquida na desinfecção de esgoto doméstico tratado por radiação ultravioleta.

3. MATERIAL E MÉTODOS

3.1 Unidade experimental de desinfecção UV

Os ensaios de desinfecção foram realizados em uma unidade piloto estática de radiação UV. A câmara de desinfecção é constituída de uma caixa em aço inox medindo externamente 44,8 cm de comprimento, 40,2 cm de largura e, 10,0 cm de altura e um refletor removível de alumínio polido (1,5 mm de espessura) medindo externamente 44,4 cm de comprimento, 39,6 cm de largura e 10,0 cm de altura e com capacidade para seis lâmpadas emersas. O volume útil é de 3,6 L para cada 2 cm de lâmina líquida. Como fonte de irradiação utilizou-se 6 lâmpadas emersas de baixa pressão de vapor de mercúrio, com potência nominal de 15 W.

Para que fosse possível variar a espessura da lâmina líquida mantendo constante a altura entre a superfície do líquido e geratriz inferior das lâmpadas foram construídos dois adaptadores em aço galvanizado medindo 44,4 cm de comprimento e 39,6 cm de largura, com alturas de 2 e 4 cm. Na caixa inferior foi montada uma cinta, também em aço galvanizado, com abertura que permitiu o encaixe dos adaptadores. Na figura 1 apresenta-se esquema gráfico da unidade piloto de desinfecção.

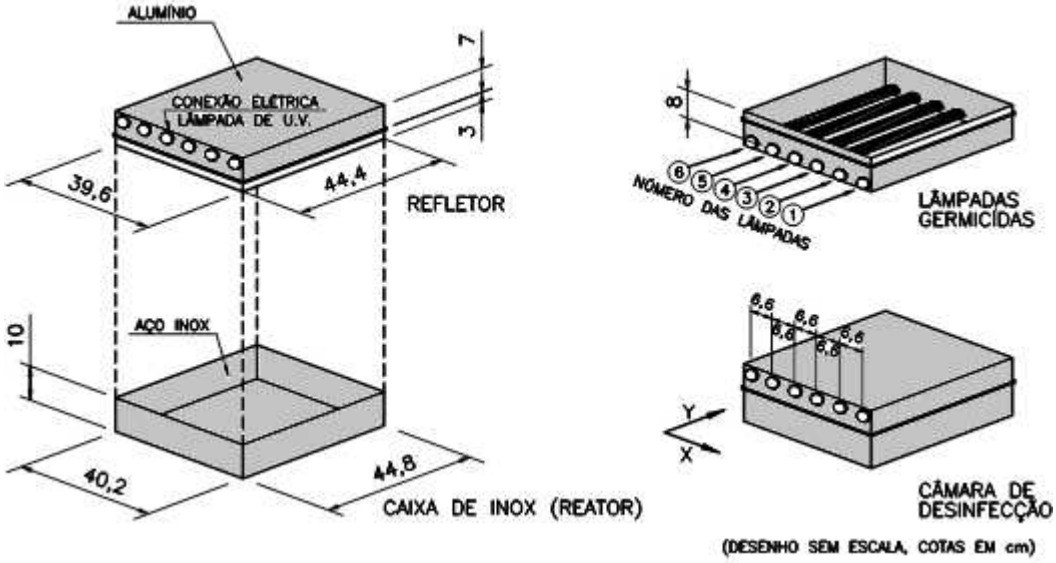


Figura 1 –Esquema gráfico da unidade piloto de desinfecção com UV.
Fonte: COLETTI (2003)

3.2 Protocolo dos ensaios

A tecnologia da desinfecção UV foi utilizada no efluente de um sistema composto por uma unidade de tratamento preliminar constituída de grades e por duas caixas de areia operando alternadamente, além de uma calha Parshall para medição de vazão, uma lagoa facultativa, todos operando em escala real (fazem parte da ETE Ponta Negra) e um sistema piloto de pós-tratamento por alagado construído.

A ETE Ponta Negra, situada em Natal/RN/Brasil (5° 47' 42" de latitude sul e 35° 12' 34" de longitude oeste), foi projetada para uma vazão média afluente de saturação de 95 L/. O sistema é alimentado com água residuária bruta tipicamente doméstica.
Uma parcela da vazão da lagoa facultativa foi direcionada (tubulação em conduto forçado por gravidade) à unidade experimental (UE) de pós-tratamento composto por um alagado construído de fluxo sub-superficial horizontal. Na figura 4.2 apresenta-se um fluxograma de localização da EU.

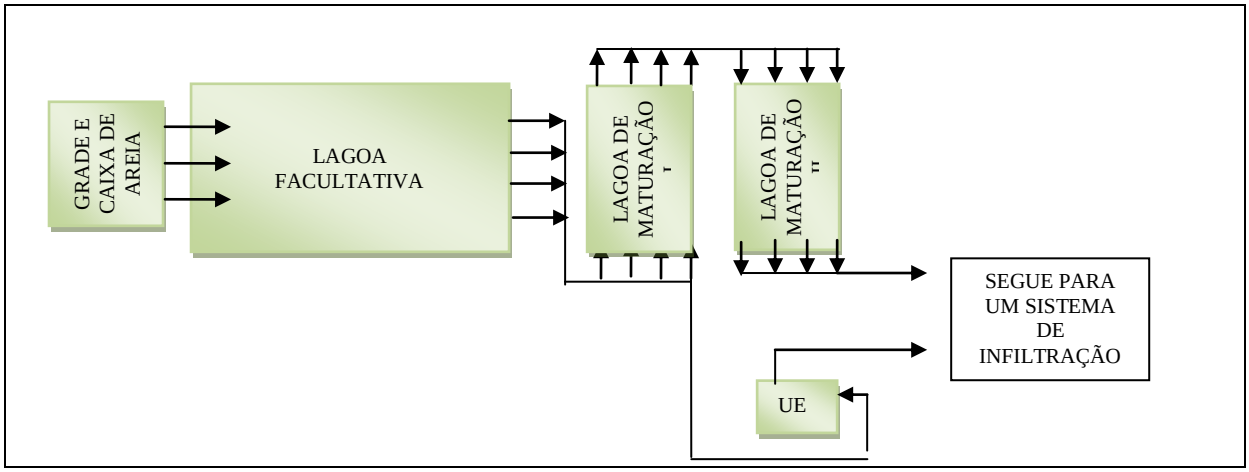


Figura 4.2 – Fluxograma da estação de tratamento de esgoto

O alagado construído (AC) é de fluxo-subsuperficial horizontal. A unidade foi construída em alvenaria de tijolo maciço de 25 x 12 x 0,5 m (comprimento, largura e profundidade), com base em concreto, preenchido com substrato de brita de 19 mm, declividade de base de 0,5 % no sentido longitudinal ao fluxo. O AC foi alimentado com uma vazão de 30 m³/dia, ou 1,25 m³/h de esgoto doméstico tratado da lagoa facultativa primária da ETE Ponta Negra. A vazão afluente ao AC foi distribuída por um tubo de PVC de 100 mm, disposto em sentido transversal ao fluxo perfurado de forma a equalizar a vazão ao longo da tubulação.

A espécie vegetal utilizada foi o *Pennisetum purpureum*, popularmente conhecido como capim elefante. O plantio foi realizado com distribuição homogênea, com espaçamento de 50 cm entre cada muda.

As coletas eram realizadas pela manhã geralmente entre 8 e 9 horas e as amostras eram levadas ao Laboratório de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental- LARHISA da UFRN e submetidas aos ensaios de desinfecção UV por batelada.

Inicialmente o reator era ligado por 15 minutos para aquecimento das lâmpadas. Em cada ensaio o reator era preenchido com esgoto, variando-se altura e tempos de contato conforme se apresenta no planejamento experimental descrito na Tabela 1.

Em cada ensaio era coletada uma amostra do efluente bruto (não desinfetados) e cinco amostras do efluente e medidos os seguintes parâmetros: coliformes totais, *Escherichia coli*, *Clostridium perfrigens* e turbidez. Todos os experimentos foram realizados em triplicata, totalizando 45 ensaios, conforme se apresenta na Tabela 2.

Tabela 1. Planejamento experimental dos ensaios de desinfecção por radiação ultravioleta.

Io, (mWs/cm^2)	**t, tempo de exposição (s)**	**L, espessura da lâmina líquida (cm)**	**Da, dose aplicada (mWs/cm^2)**	**Dav, dose aplicada por volume (Wh/m^3)**
8,63	6	2	52	8
8,63	13	2	112	15
8,63	19	2	164	23
8,63	25	2	216	30
8,63	32	2	276	38
8,63	13	4	112	8
8,63	25	4	216	15
8,63	38	4	328	23
8,63	51	4	440	30
8,63	63	4	544	38
8,63	19	6	164	8
8,63	38	6	328	15
8,63	57	6	492	23
8,63	76	6	656	30
8,63	95	6	820	38

Tabela 2. Fases dos ensaios de desinfecção por radiação ultravioleta

Doses* aplicadas (Wh/m^3)	Fases								
	I			II			III		
	Lâmina (cm)								
	2			4			6		
	Turbidez da amostra bruta (uT)								
0 8 15 23 30 38	**48**	**33**	**61**	**78**	**200**	**61**	**67**	**74**	**74**
Número do ensaio	1	2	3	4	5	6	7	8	9

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Fase I, lâmina líquida de 2 cm

Os resultados da fase I evidenciaram máxima inativação de *Escherichia coli* para todas as doses testadas e nas diferentes condições de turbidez analisadas. A turbidez do esgoto afluente a desinfecção variou de um mínimo de 33 uT a 61 uT. Quanto aos Coliformes totais, de um total de 15 ensaios, apenas 2 (para as doses de 15 e 23 Wh/m^3) apresentaram presença de coliformes totais. No entanto, o percentual de remoção situou-se na ordem de 99,9% (3 log). Quanto ao *Clostridium perfringens*, os resultados mostraram-se insatisfatórios para as condições testadas. No ensaio 1 observou-se eficiência de inativação constante (75%) e inferior a 1 log para as doses entre 15 a 38 mW/m^3. Para a dose de 8 Wh/m^3 houve um acréscimo na concentração remanescente. No ensaio 2 , o percentual de remoção variou de um mínimo de 85% (para a dose de 30 Wh/m^3) até um máximo de 95% paras as doses de 15, 23 e 38 Wh/m^3. O ensaio 3 resultou em remoção < 1 log, em percentual a eficiência de inativação variou de 56% para a dose de 8 Wh/m^3 e de 78% para as demais doses. Na tabela 3 apresenta-se o resumo dos valores de microrganismos afluente a desinfecção (N_o) além dos valores remanescentes (N).

Tabela 3. No e N (NMP/100 mL) de Escherichia coli, Coliformes Totais e *Clostriduim perfringens* para ensaios com 2 cm de lâmina líquida

N_o (NMP/100 mL)	**Ensaios para lâmina líquida de 2 cm**								
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
	5,00E+03	6,00E+04	2,00E+03	9,70E+04	2,00E+05	1,80E+04	8,00E+02	4,00E+03	9,00E+02
Doses mW/m^3	N (NMP E. coli/100mL)			N (NMP CT/100mL)			N (NMP *C. perfringens*/100mL)		
8	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	1,30E+03	4,00E+02	4,00E+02
15	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	3,00E+01	0,00E+00	0,00E+00	2,00E+02	2,00E+02	2,00E+02
23	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	2,00E+01	0,00E+00	0,00E+00	2,00E+02	2,00E+02	2,00E+02
30	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	2,00E+02	6,00E+02	2,00E+02
38	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	2,00E+02	2,00E+02	2,00E+02

Nas figuras 4.3 a 4.8 apresentam-se os resultados absolutos obtidos (número de microrganismos remanescentes) e percentuais de remoção para a Escherichia coli, coliformes totais e *Clostridium perfringens*.

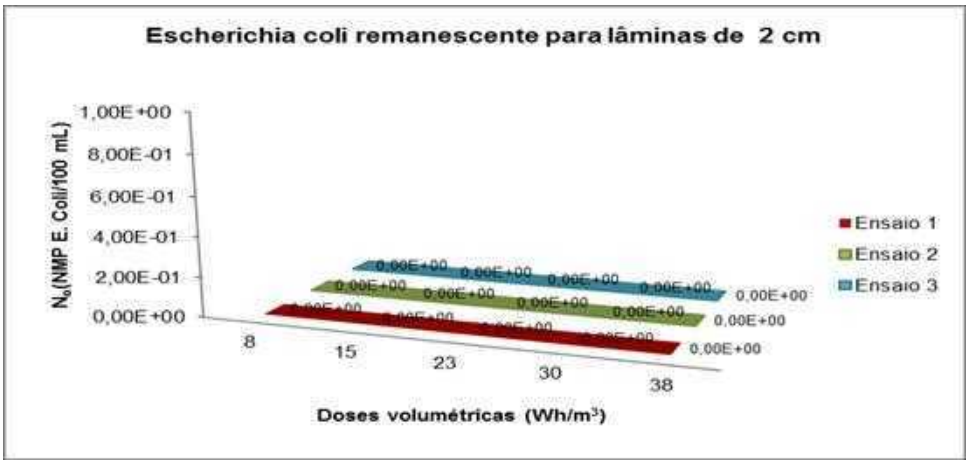


Figura 4.3. Escherichia coli remanescente para lâmina líquida de 2 cm.

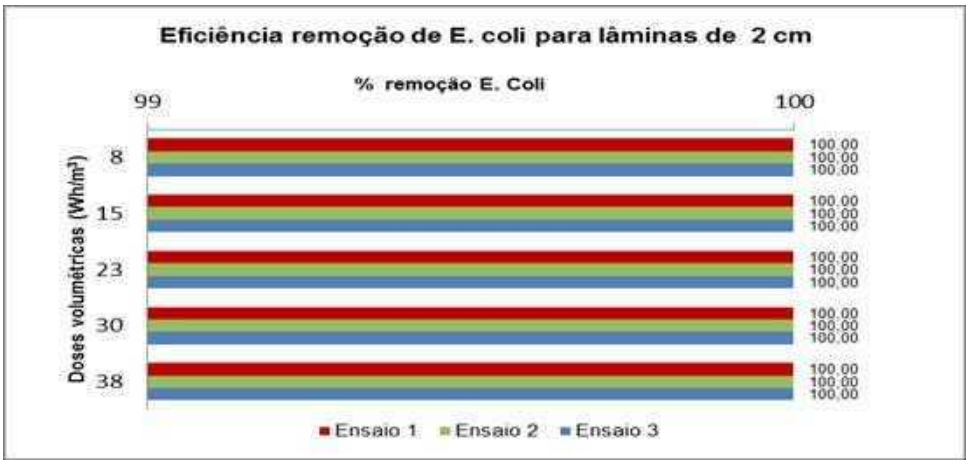


Figura 4.4. Percentual de remoção de Escherichia coli para lâmina líquida de 2 cm.

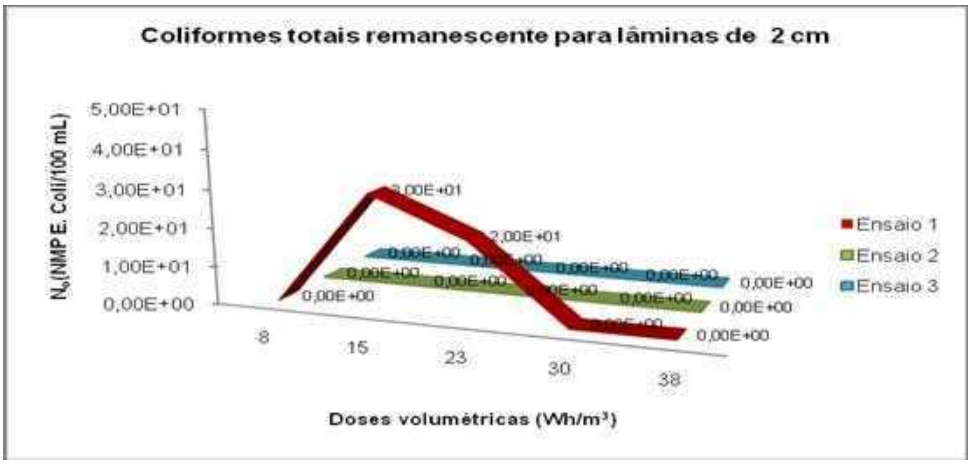


Figura 4.5. Coliformes totais remanescente para lâmina líquida de 2 cm.

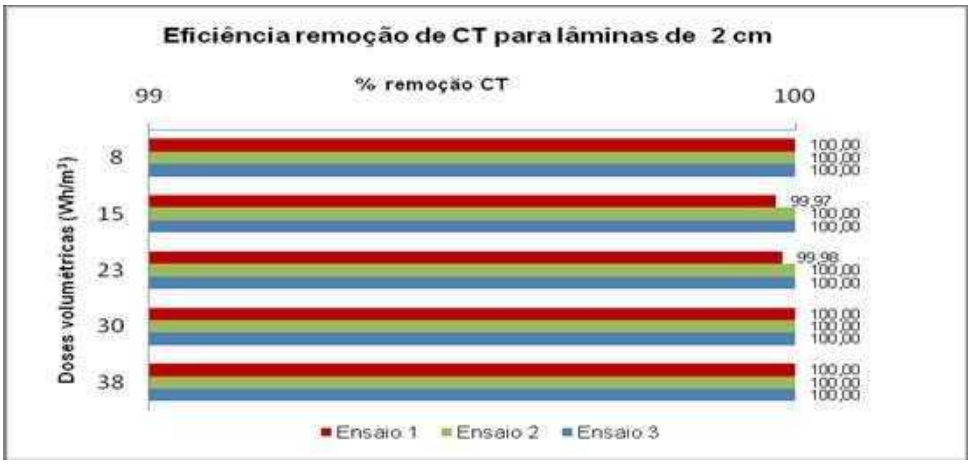


Figura 4.6. Percentual de remoção de Coliformes Totais para lâmina líquida de 2 cm.

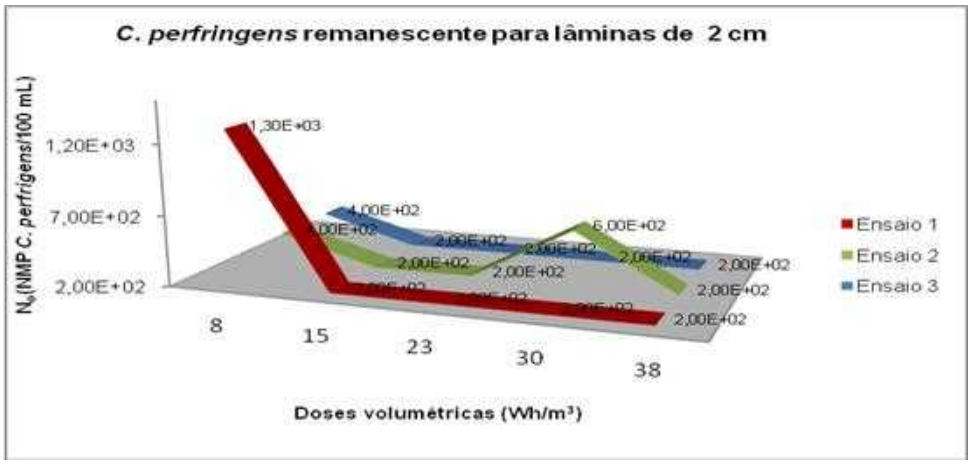


Figura 4.7. *Clostridium perfingens* remanescente para lâmina líquida de 2 cm

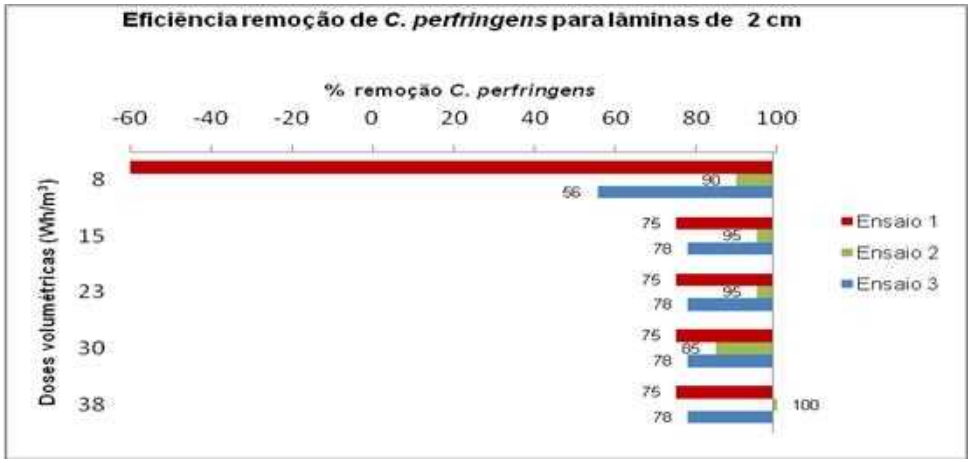


Figura 4.8. Percentual de remoção de Clostridium Perfringens para lâmina líquida de 2 cm

Neste ensaio da fase I destaca-se para a Escherichia Coli e para os Coliformes Totais que mesmo em condições de elevada turbidez consegue-se bons resultados de inativação de microrganismos quando assegurada a penetração da radiação UV em toda massa líquida. Os resultados encontrados indicam que as doses aplicadas podem ser menores do que as de teste.

4.2 Fase II, lâmina líquida de 4 cm

Na fase II, na qual se duplicou a espessura da lâmina d´água mantendo-se constante as dosagens volumétricas, a eficiência de inativação de *Escherichia coli* e de coliformes totais mantiveram-se ainda satisfatória, porém menor, mesmo em condições de elevada turbidez (turbidez de 78, 200 e 61 uT para os ensaios 4, 5 e 6 respectivamente). Para *Eschericia coli,* em 78,6% dos ensaios obteve-se inativação total, seguido de 2 a 1 log de remoção para os 21,4% restantes (em termos percentuais variou de 76 a 99%) (Figura 4.10). Para coliformes totais, a inativação foi máxima em 50% da amostragem, com 99,9 % (3 log) de remoção nos 43% complementares e inferior a 1 log (82,5%) na parcela de 7% (Figura 4.12). A remoção do *Clostridium perfringens* foi de 90% (1 log) em 60% dos ensaios (**Figura 4.14**). Na tabela 4 apresenta-se o resumo dos valores de microrganismos afluente a desinfecção (N_o) além dos valores remanescentes (N).

Tabela 4. No e N (NMP/100 mL) de Escherichia coli, Coliformes Totais e *Clostriduim perfringens* para ensaios com 4 cm de lâmina líquida

N_o (NMP/100 mL)	**Ensaios para lâmina líquida de 2 cm**								
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
	2,20E+04	9,50E+04	2,80E+04	8,00E+04	1,71E+05	2,70E+04	5,00E+03	5,00E+03	3,00E+03
Doses mW/m^3	N (NMP E. coli/100mL)			N (NMP CT/100mL)			N (NMP *C. perfringens*/100mL)		
8	0,00E+00	2,25E+04	0,00E+00	0,00E+00	2,98E+04	0,00E+00	2,00E+02	7,00E+03	2,00E+02
15	0,00E+00	0,00E+00	1,50E+02	1,00E+01	0,00E+00	2,00E+02	6,00E+02	3,00E+03	1,10E+03
23	0,00E+00	0,00E+00	4,00E+01	0,00E+00	0,00E+00	2,00E+01	2,00E+02	1,70E+03	2,00E+02
30	0,00E+00	0,00E+00		6,00E+01	1,00E+01		2,00E+02	4,00E+02	2,30E+03
38	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	2,00E+01	0,00E+00	0,00E+00	2,00E+02	4,00E+02	2,00E+02

Nas figuras 4.9 a 4.14 apresentam-se os resultados absolutos obtidos (número de microrganismos remanescentes) e percentuais de remoção para a Escherichia coli, coliformes totais e *Clostridium perfringens*.

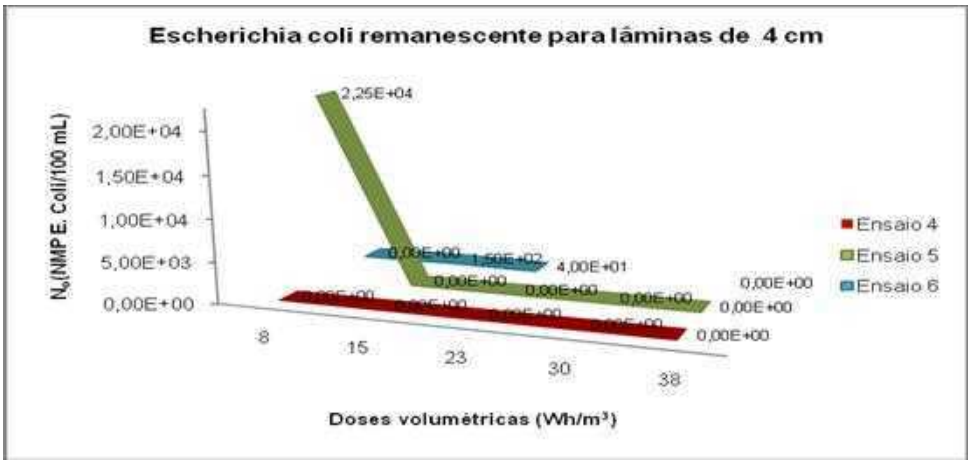


Figura 4.9. Escherichia coli remanescente para lâmina líquida de 4 cm

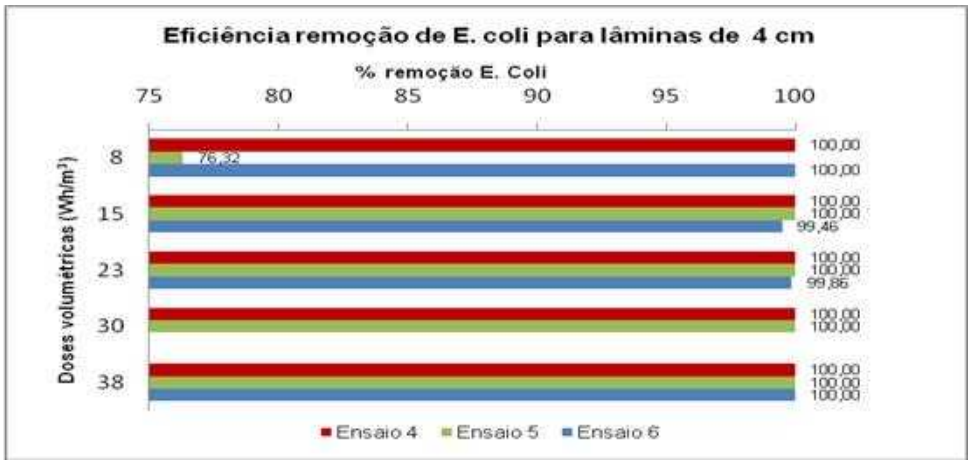


Figura 4.10. Percentual de remoção de Escherichia coli para lâmina líquida de 4 cm

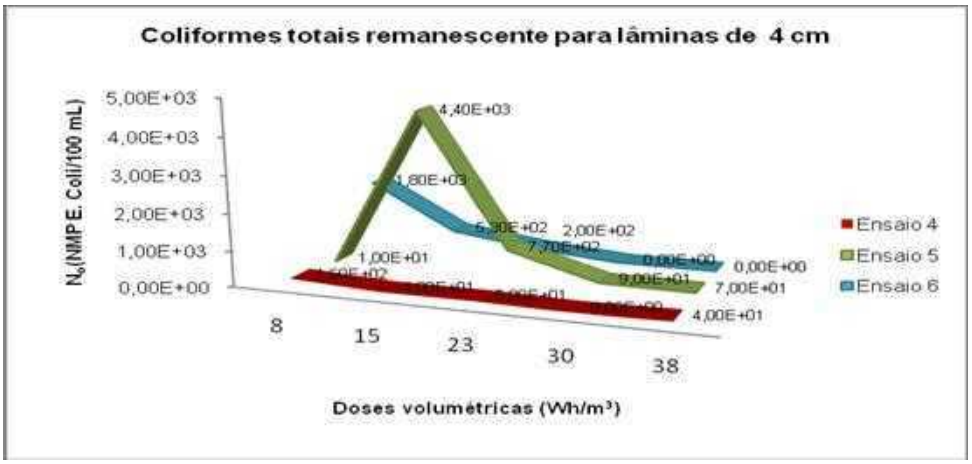


Figura 4.11. Coliformes totais remanescente para lâmina líquida de 4 cm.

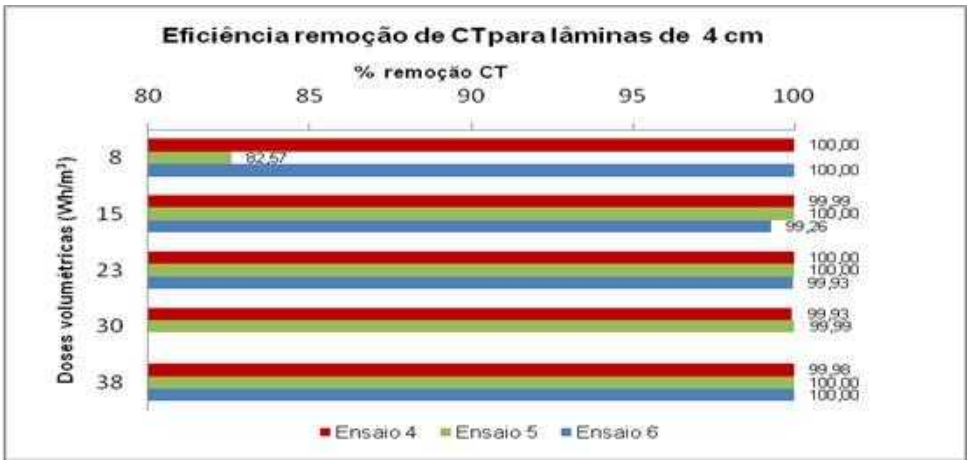


Figura 4.12. Percentual de remoção de Coliformes totais para lâmina líquida de 4 cm.

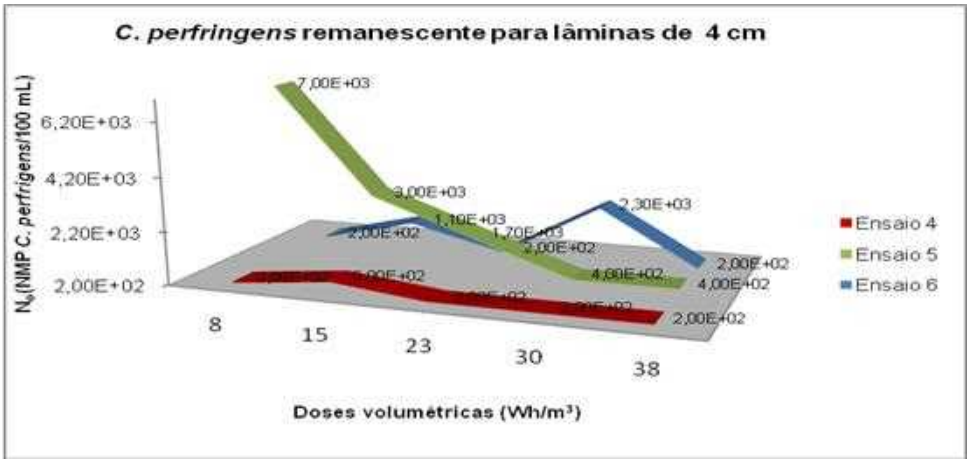


Figura 4.13. Clostridium Perfringens remanescente para lâmina líquida de 4 cm.

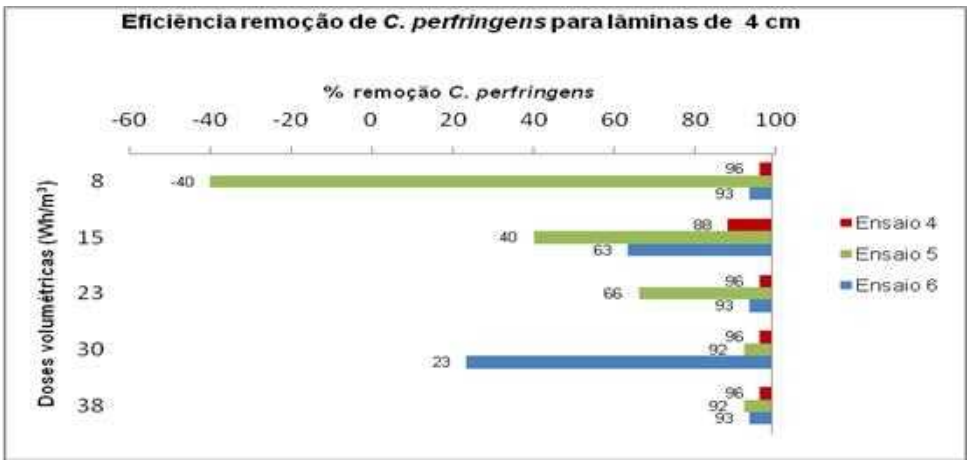


Figura 4.14. Percentual de remoção de *Clostridium Perfringens* para lâmina líquida de 4 cm.

Os resultados da fase II corroboram com resultados analisados para a fase I, a remoção dos indicadores Escherichia Coli e Coliformes totais foram elevados, mesmo considerando-se que as condições do esgoto afluente (não desinfetado) estavam com turbidez superior ao esgoto analisado na fase anterior. Provavelmente, neste caso, se mantida a turbidez da fase I com ensaios com 4 cm de lâmina líquida ou ainda se mantida a altura de 2 cm, a eficiência de remoção ser ainda maior.

4.3 Fase III, lâmina líquida de 6 cm

Para lâminas líquidas de 6 cm (fase III) e esgoto afluente com turbidez entre 67 e 74 uT, a média de inativação da *Escherichia coli* nas amostras avaliadas foi máxima em 26,7%, seguido de 99,9% (3 log) em 20%, 99% (2 log) em 20%, 90 % (1 log) em 13,33% e inferior a 90% (< 1 log) nos demais ensaios analisados (ver Figura 4.16). Em comparação, a média de inativação para os coliformes totais foi relativamente similar a *Escherichia coli* com inativação máxima em 20% das amostras, seguido de 3 log em 33,33%, 2 log em 13,33%, 1 log em 20% e inferior a 1 log nos demais ensaios. A menor eficiência obtida (55%) foi para a menor dose testada em uma única repetição. Quanto ao *Clostridium perfringens* este se apresentou com eficiência de remoção insatisfatória e não representativa conforme apresenta-se na Figura 4.20. Na tabela 5 apresenta-se o resumo dos valores de microrganismos afluente a desinfecção (N_o) além dos valores remanescentes (N).

Tabela 5 – No e N (NMP/100 mL) de Escherichia coli, Coliformes Totais e *Clostriduim perfringens* para ensaios com 6 cm de lâmina líquida

N_o (NMP/100 mL)	**Ensaios para lâmina líquida de 2 cm**								
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
	4,00E+04	2,20E+04	2,00E+03	2,30E+05	4,90E+04	4,00E+03	5,00E+02	2,60E+03	2,00E+02
Doses mW/m^3	N (NMP E. coli/100mL)			N (NMP CT/100mL)			N (NMP *C. perfringens*/100mL)		
8	2,00E+02	1,00E+01	8,00E+02	1,60E+02	1,00E+01	1,80E+03	2,30E+03	2,00E+02	8,00E+02
15	3,00E+01	2,80E+03	4,60E+02	4,00E+01	4,40E+03	5,30E+02	4,00E+02	4,00E+02	2,00E+02
23	0,00E+00	4,80E+02	1,00E+02	5,00E+01	7,70E+02	2,00E+02	2,00E+02	1,30E+03	2,00E+02
30	0,00E+00	5,00E+01	0,00E+00	0,00E+00	9,00E+01	0,00E+00	4,00E+02	9,00E+02	2,00E+02
38	3,00E+01	3,00E+01	0,00E+00	4,00E+01	7,00E+01	0,00E+00	8,00E+02	4,00E+02	4,00E+02

Nas figuras 4.15 a 4.20 apresentam-se os resultados absolutos obtidos (número de microrganismos remanescentes) e percentuais de remoção para a Escherichia coli, coliformes totais e *Clostridium perfringens*.

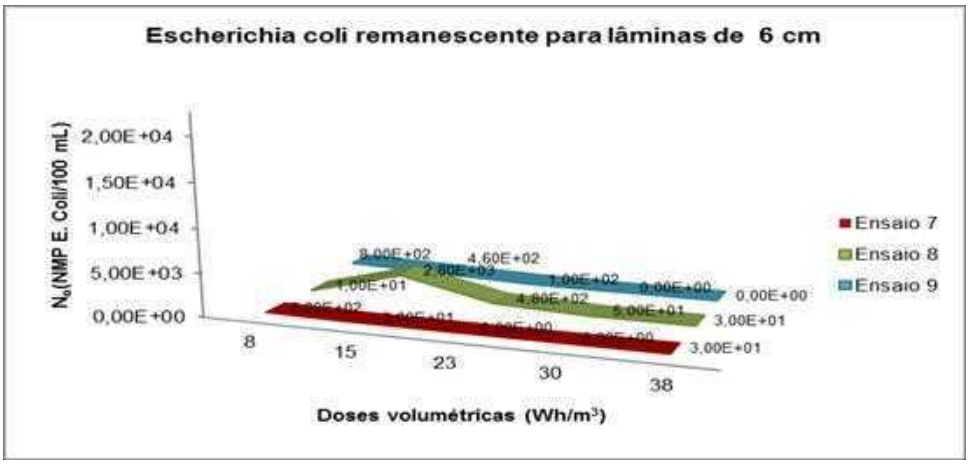


Figura 4.15. Escherichia coli remanescente para lâmina líquida de 2 cm.

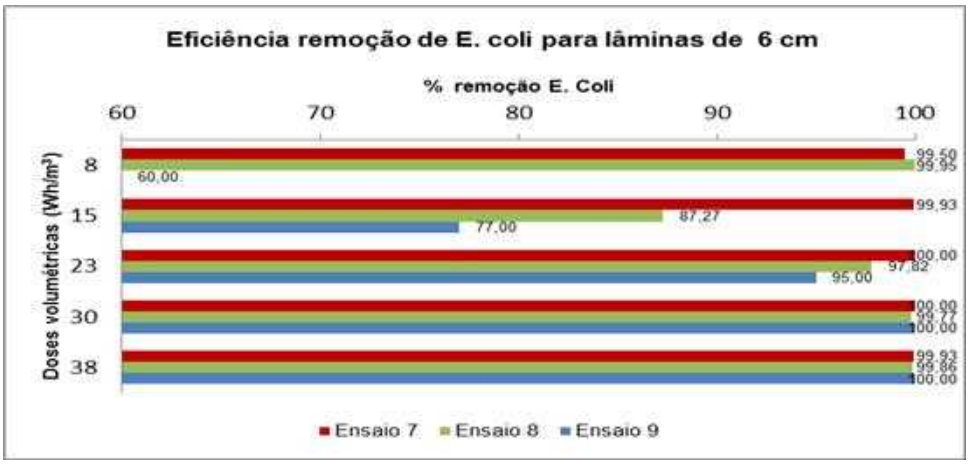


Figura 4.16. Percentual de remoção de Escherichia coli para lâmina líquida de 6 cm.

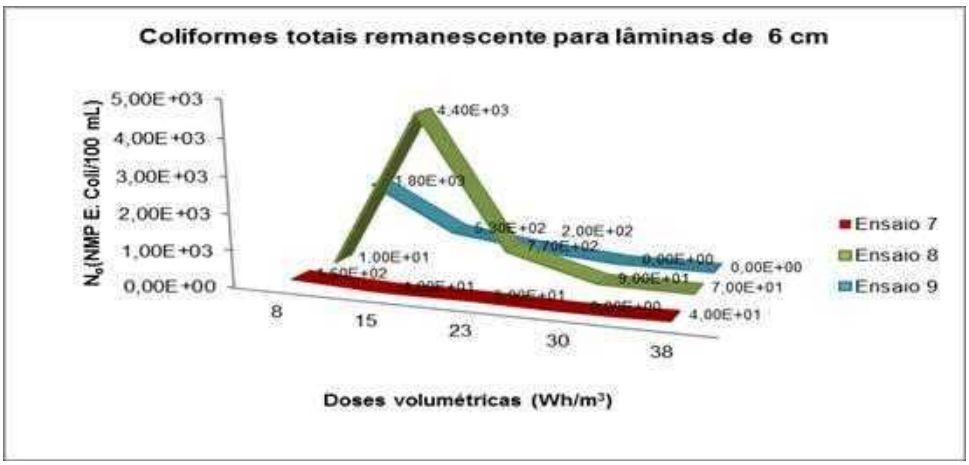


Figura 4.17. Coliformes totais remanescente para lâmina líquida de 6 cm.

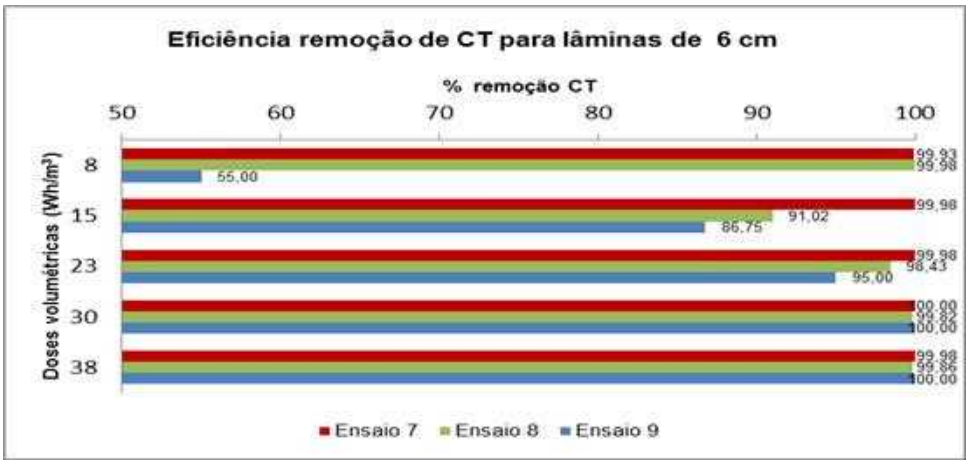


Figura 4.18. Percentual de remoção de Coliformes totais para lâmina líquida de 6 cm.

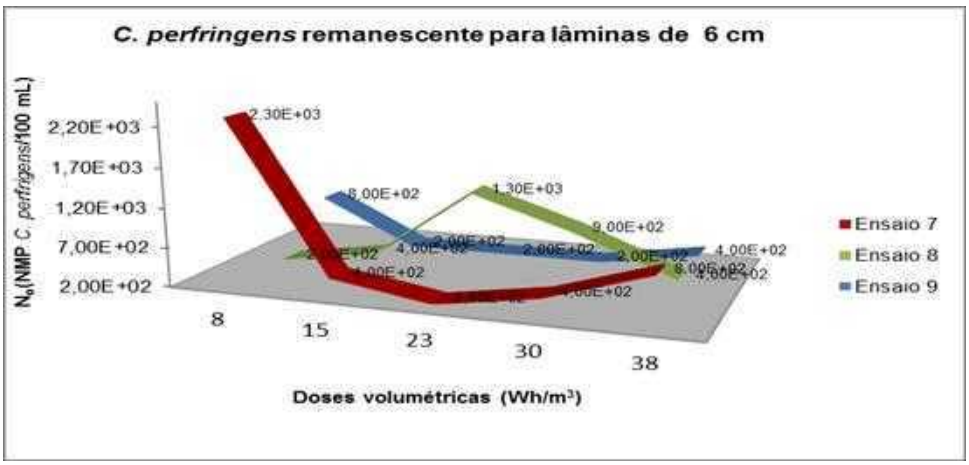


Figura 4.19. Clostridium Perfringens remanescente para lâmina líquida de 6 cm.

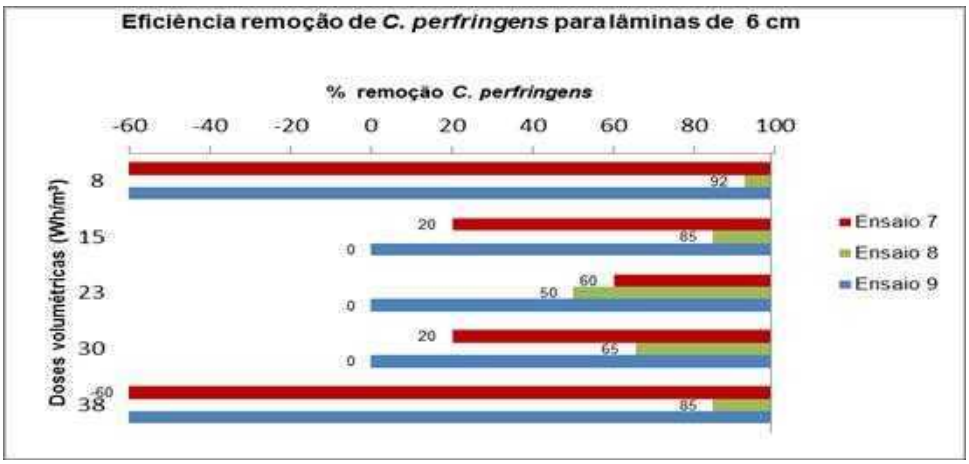


Figura 4.20. Percentual de remoção de Clostridium Perfringens para lâmina líquida de 6 cm.

5. CONCLUSÃO

Avaliando-se os resultados de *Escherichia* coli e de coliformes totais pode-se concluir, assim como se destaca na literatura, que a turbidez representa uma influência negativa para inativação de microrganismos e é um indicador para seleção da altura de lâmina líquida de projeto. Em termos evolutivos, observou-se que o percentual de eficiência de remoção de Escherichia coli e de coliformes totais foi diminuindo à medida que se aumentou a lâmina líquida, confirmando-se principalmente entre as fases II e III. Na fase II a remoção de microrganismo foi maior que na fase III, mesmo com elevada turbidez do esgoto afluente na fase II, principalmente no ensaio 5 (200 uT). Recomenda-se manter lâminas líquidas delgadas que assegurem a penetração da radiação UV em toda massa líquida. Para as doses testadas não se pode estabelecer uma relação de inativação para o *Clostridium perfringens.* As condições de teste dos ensaios não garantiram à inativação de *Clostridium perfringens*, as doses devem ser revistas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

COLETTI, F. J (2003); **Inativação de microorganismos indicadores presentes em efluentes secundários de esgoto sanitário com radiação ultravioleta**. 239 p.Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

USEPA – U. S. Environmental Protection Agency (1999a). **Alternative disinfectants and oxidants guindance manual.** (EPA 815-R-99-014).

USEPA – U. S. Environmental Protection Agency (1999b). **Wastewater – Technology Fact Sheet – Ultaraviolet Disinfection.**. (EPA 832-F-99-064).

AGRADECIMENTO

A autora[1] agradece ao CNPq pela bolsa de doutorado concedida.

INFLUENCIA DO INÍCIO DA PRECIPITAÇÃO NA QUALIDADE DA ÁGUA DE CHUVA.

Cícero O. de ANDRADE NETO [1].

Resumo

A água das chuvas lava o ar das camadas baixas da atmosfera, e a superfície de captação. Pesquisas da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Brasil, avaliaram a variação da qualidade da água de chuva coletando amostras distintas seqüenciais dos 10 primeiros milímetros de chuvas diretamente, e concluíram que os valores de indicadores de qualidade mostraram grande melhora brusca após o primeiro milímetro de cada chuva. Outras pesquisas desenvolvidas no Brasil também mostraram que os primeiros milímetros de cada chuva, que lavam a atmosfera e a superfície de captação, arrastam poluentes, mas o restante da água é muito mais pura. Em 2009, pesquisadores do Projeto Cisternas, um projeto de cinco universidades brasileiras, testaram dispositivos para descarte automático das águas do início da chuva e concluíram que são eficientes na proteção sanitária, embora não sejam suficientes para garantir a qualidade da água por si sós. Conclui-se que: o início da chuva tem realmente grande influencia sobre a qualidade da água captada; geralmente o primeiro milímetro de cada chuva é suficiente para lavar a atmosfera e a superfície de captação; existem dispositivos eficientes para o descarte automático das águas do primeiro milímetro de cada chuva, restado água de boa qualidade.

Palavras-chave: abastecimento de água, água de chuva, qualidade da água.

[1] Engenheiro Civil, Mestre em Engenharia Sanitária, Doutor em Recursos Naturais/Recursos Hídricos. Professor da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Brasil.

Endereço: Programa de Pós Graduação em Engenharia Sanitária, Campus da Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal, RN, Brasil. CEP: 59072-970. Telefone: +55 88 3215-3775 Ramal 203. Correio eletrônico: cicero@ct.ufrn.br

INTRODUÇÃO

Nas cidades brasileiras de médio e grande porte têm-se desprezado o potencial da água da atmosfera, condensada nas nuvens, como manancial de água de boa qualidade, mas há uma crescente tendência internacional de captar águas pluviais diretamente, durante as precipitações e antes que sejam poluídas e contaminadas, e armazenar em tanques para diversos usos.

Cisterna é um tanque construído para armazenar imediatamente as águas de chuva captadas em uma superfície próxima, geralmente um telhado de cobertura. Podem ser utilizadas como importante manancial de água para abastecimento no meio rural e também no meio urbano.

O Governo Brasileiro, em parceria com a ASA – Articulação do Semi-Árido, vem executando um programa que prevê a construção de um milhão de cisterna na região semiárida do Nordeste Brasileiro, e já construiu mais de 280.000 delas para o abastecimento doméstico difuso de água no meio rural. Por outro lado, desde 2006 o governo do Amazonas vem mantendo o ProChuva – Programa Estadual de Aproveitamento da Água da Chuva, com uso de cisternas, pois, embora a região amazônica conte com enorme quantidade de água e precipitações abundantes, a escassez de água de boa qualidade é frequente nas comunidades amazônicas na época das cheias, e aumenta durante as secas.

Mas cisternas para abastecimento doméstico não são utilizadas apenas no semi-árido nordestino, nem na Amazônia, nem somente no Brasil. A China, por exemplo, tem mais de 5 milhões de cisternas construídas nos últimos anos, e no sul da Austrália cerca de 80% da população rural e 30% da urbana utilizam a água da chuva como fonte de abastecimento. Países como Japão e Alemanha também vêm ampliando muito o uso de cisternas de águas pluviais.

Provavelmente em futuro próximo muitas pessoas irão beber água de chuva, porque com a crescente degradação e contaminação dos mananciais usuais com substâncias e microrganismos emergentes e recalcitrantes, a água de chuva será a mais fácil de ser potabilizada, quando já não for potável. Ademais, é uma solução de custo viável, pois o custo da água depende muito do transporte (cada vez se busca água mais distante) e a água da chuva pode ser armazenada e utilizada no local.

Água de chuva também serve para diluir água salina ou salobra. Em algumas regiões há água disponível e sanitariamente segura se não fosse a alta concentração de sais, e essa água pode ser diluída com água de chuva, que tem concentrações de sais baixíssimas, propiciando água de boa qualidade.

No meio rural, as águas de chuva armazenadas em cisternas são utilizadas para consumo doméstico. Nas cidades, as cisternas prestam-se principalmente para controle de enchentes, mas também podem ser uma importante fonte alternativa de suprimento de água.

Muito provavelmente o maior sistema para captação de águas de chuva é a “gigantesca obra que se destina a captar, transportar e estocar águas pluviais urbanas de Tókio, para evitar inundações, transbordamentos de rios, e ao mesmo tempo servir de fonte de água

potável e servida à população, após tratamento" (Figura 01). (www.aguadechuva.com, acesso em 13/08/2010)



Figura 01 – A grande cisterna de Tóquio

No Brasil, vereadores do município de São Paulo aprovaram, em janeiro de 2002, uma Lei que tornou obrigatória a execução de reservatório para as águas coletadas por coberturas e pavimentos nos lotes, edificados ou não, que tenham área impermeabilizada superior a 500m^2. Essa Lei estabelece que a água armazenada deve ser preferencialmente infiltrada no solo, podendo também ser despejada na rede pública de drenagem após uma hora de chuva ou ser utilizada para fins não potáveis. Desde então, vários outros municípios brasileiros têm aprovado leis semelhantes. Embora o objetivo principal seja o controle de enchentes, a prática certamente vai incentivar o uso da água de chuva no meio urbano, como já acontece em muitos outros países.

O uso de cisternas para captação e armazenamento de água de chuva para consumo doméstico é uma prática milenar em várias regiões do mundo e atualmente tem merecido maior interesse e ampla aplicação. Está cada vez ficando mais evidente que cisterna não é uma tecnologia "atrasada", "de país pobre", "pra coisa pequena". Ao contrário, apesar de milenar continua moderna, quando incorpora novos conceitos, materiais, técnicas construtivas, segurança sanitária e melhor aproveitamento. Ademais, é uma tecnologia ecologicamente sustentável e de aplicação difusa socialmente justa.

Existe um amplo conhecimento tecnológico internacional que deve ser utilizado de forma mais competente, sobretudo para maximizar a relação benefício/custo e aumentar a segurança sanitária das cisternas.

Os requisitos de qualidade estão diretamente relacionados com o uso da água. Como as alternativas de uso são incontáveis, podem-se utilizar águas de chuva captadas de diversas formas, armazenadas sob várias condições e com diversos graus de qualidade.

A QUALIDADE DA ÁGUA DA CHUVA NO INÍCIO DA PRECIPITAÇÃO.

A água das nuvens é naturalmente evaporada das águas superficiais de lagos, rios e mares, deixando os sais, as partículas e os microrganismos. A água das chuvas é água das nuvens precipitada e, por isso, é geralmente excelente para vários usos, inclusive para beber, exceto em locais com forte poluição atmosférica, densamente povoados ou industrializados. Em áreas rurais e em pequenas cidades, e também em muitas cidades de médio porte e bairros de grandes cidades, os níveis de poluição e contaminação da atmosfera são baixos e não atingem concentrações capazes de comprometer significativamente a qualidade da água das chuvas. Ademais, o primeiro milímetro de chuva é geralmente suficiente para "lavar" a atmosfera, e a qualidade da água do restante da chuva é muito melhor.

A contaminação da água de chuva geralmente ocorre quando lava o ar das camadas baixas da atmosfera e, sobretudo, na superfície de captação, ou quando está armazenada de forma não protegida. Quando atravessa a camada da atmosfera mais perto do solo, que contem partículas em suspensão (poeira), inclusive microrganismos, e escoa sobre a superfície de captação, a água da chuva lava esta superfície carreando a sujeira acumulada no intervalo entre duas chuvas.

Pesquisas desenvolvidas no Brasil, em Florianópolis e Vitória, no âmbito do PROSAB – Programa de Pesquisa em saneamento Básico (FINEP/CNPq/CAIXA) mostraram que a água captada diretamente da chuva, antes de passar pela superfície de captação, e sem exclusão do primeiro milímetro, apresentaram respectivamente: turbidez média de 1,6 e 0,9 UNT e cloretos de 0,6 e 4,1 mg/L. Contudo, em Vitória, o primeiro milímetro da chuva continha 0,32 mg/L de Nitrato, 12 mg/l de cloretos e condutividade elétrica de 35,5 µS/cm, e após passar pela superfície de captação (telhado) a turbidez passou de 0,9 para 10,4 UNT, a DQO mudou de 8,9 para 32,2 mg/L, e a concentração de cloretos cresceu de 4,1 para 14,4 mg/L (GONÇALVES et al, 2006). Estes dados demonstram que o primeiro milímetro de cada chuva, que lava a atmosfera e a superfície de captação, não deve ser armazenado nas cisternas, mas sim desviado para outros usos ou descarte automático, mas o restante da água é muito mais pura.

Melo e Andrade Neto (2007) avaliaram a variação da qualidade da água de chuva coletando amostras distintas seqüenciais dos 10 primeiros milímetros de chuvas diretamente, com coletor semelhante a um pluviômetro, sem passar por superfície de captação, em três pontos com características distintas na cidade de Natal, e concluíram que, exceto para a área de menor poluição atmosférica, onde desde o início a água da chuva já continha poucos contaminantes e partículas, os valores de turbidez e condutividade elétrica sofreram redução brusca no primeiro milímetro de cada chuva. Esta conclusão apóia estudos anteriores que demonstraram ser o primeiro milímetro da chuva geralmente suficiente para carrear partículas e micróbios e "lavar' gases do ar das camadas baixas da atmosfera. Se não bastar um milímetro, geralmente 1,5 mm ou 2 mm são suficientes, mas se houver forte poluição e grande risco são necessários 3 mm ou mais.

Foram realizadas análises, utilizando o o coletor, em três pontos com características atmosféricas distintas na cidade de Natal/RN. As medições realizadas comprovaram a correlação das qualidades do ar e da água de chuva, onde se obteve a qualidade das primeiras águas, em concordância com o esperado, quando observadas as características

atmosféricas para cada um dos três pontos analisados (Figura 2). Na região de menor poluição atmosférica encontra-se a água de chuva desde o início muito limpa; na região de maior concentração urbana encontra-se valores de condutividade elétrica mais elevados; e na região litorânea, os valores iniciais de condutividade elétrica, pH e Turbidez se apresentaram elevados e com grande redução após o primeiro e o segundo milímetro de chuva, por se tratar de uma região com forte contribuição dos sais presentes no spray marítimo, que são de fácil "lavagem". (MELO; ANDRADE NETO, 2007)

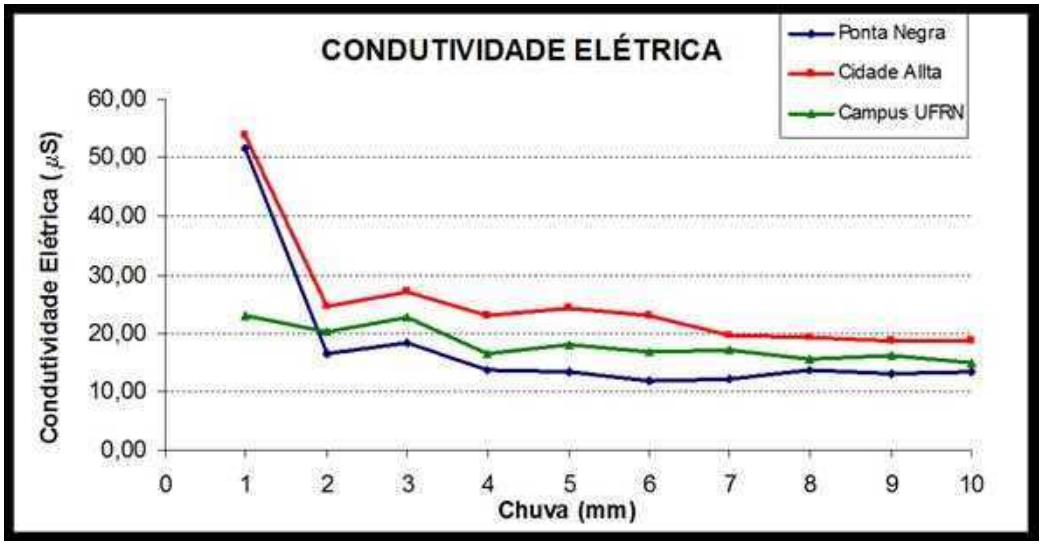


Figura 2 - Gráfico com os valores de Condutividade Elétrica das médias de cada milímetro de chuva para três pontos de coleta na cidade de Natal.

A PROTEÇÃO SANITÁRIA DAS ÁGUAS DE CISTERNAS E O DESVIO DAS PRIMEIRAS ÁGUAS DA CHUVA

A proteção sanitária da água de cisternas é relativamente simples. Basicamente requer o desvio e descarte das primeiras águas das chuvas, cobertura do tanque, retirada da água por tubulação, geralmente através de uma bomba hidráulica, e um manejo adequado, que depende de informação suficiente aos usuários.

Em alguns casos menos exigentes podem ser utilizadas grades ou peneiras auto-limpantes, que removem as sujeiras da linha de fluxo. Também podem ser utilizados filtros de "tela" não auto-limpantes e filtros de areia externos ou internos, mas eles não removem as sujeiras da linha de fluxo e não se deve colocar este tipo de filtros antes do dispositivo de desvio das primeiras águas, porque os contaminantes retidos no filtro continuam sendo "lavados" pela água que vai para a cisterna. Não se pode generalizar o uso de filtros como proteção sanitária suficiente de águas de cisternas.

Embora outras medidas de proteção sanitária de cisternas sejam também importantes, sem dúvida os dispositivos automáticos que desviam as primeiras águas de cada chuva para descartar as águas que lavam a atmosfera e a superfície de captação constituem a barreira física mais eficiente. Mas o descarte do primeiro milímetro (um e meio, dois ou três, dependendo do risco) de cada chuva não deve ser confundido com a prática de descartar as águas da primeira chuva do período chuvoso, que também é aconselhável, porque carreiam sujeira acumulada por muito tempo e para excluí-la o desvio de apenas um milímetro de chuva não é suficiente.

Fontes bibliográficas pesquisadas apresentam vários tipos de dispositivos para proteção sanitária de cisternas, que incluem: grades ou peneiras auto-limpantes; um arsenal de filtros telados ou com centrifugação; filtros de areia externos ou internos; engenhocas bem intencionadas, mas mirabolantes, para o desvio dos primeiros fluxos, ou muito sofisticadas, com sensores de qualidade da água e comandos eletrônicos e eletromecânicos para desvio das primeiras águas.

Por exemplo: DACACH (1979) apresenta um tanque para desvio de fluxo antecedido de uma injustificável tela, mas também apresenta um tanque de desvio baseado no princípio do limite de compressibilidade da água e do fecho hídrico por equilíbrios de pressões, que fundamenta um dos dois tipos de desvio automático mais utilizados atualmente, porem incluindo uma desnecessária boia interna; FENDRICH e OLIYNIK (2002) mostram dispositivos de desvio de fluxo acionados eletrônicamente e outros mecanismos sofisticados utilizados no Japão, filtros não autolimpantes e um tanque de desvio para descarte da chuva inicial com uma desnecessária boia interna; LEE e VISSCHER (2000) incluem engenhos complicados e mirabolantes para desvio das primeiras águas também apresentados por GOULD e NISSEN-PETERSEN (2002), mas estes últimos mostram uma grande variedade de outros dispositivos, inclusive bons filtros autolimpantes e alguns engenhos não muito lógicos; o manual do Texas (TWDB, 1997) concentra-se em filtros de tela; SILVA et al (1984) recomendam filtros de areia internos e externos; VIDAL (2002) apresenta um “tê” para desvio das primeiras águas, semelhante ao de outras publicações, que tem volume insuficiente, uma bola como válvula de vedação de um orifício que já obstrui o fluxo antes do momento oportuno para desvio de descarte, e um orifício para drenagem sujeito a obstruções freqüentes

Em trabalhos anteriores já apresentei dispositivos para desvio automático das primeiras águas da chuva. A Figura 3 apresenta desenho esquemático desse dispositivo (ANDRADE NETO, 2004) e a Figura 4, ainda não publicada, mostra outros arranjos para o mesmo dispositivo. A Figura 5 mostra desenho de dispositivo proposto por Martinson e Tomas (2003).

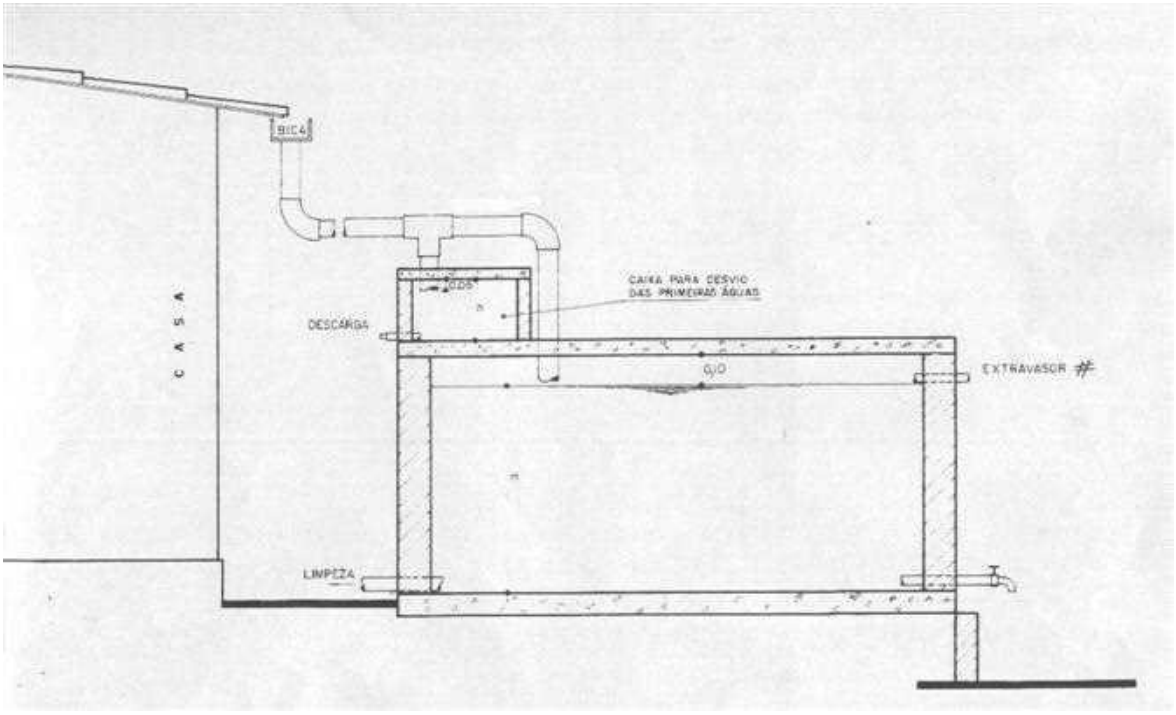


Figura 3 – Dispositiva de desvio proposto por Andrade Neto (2004)

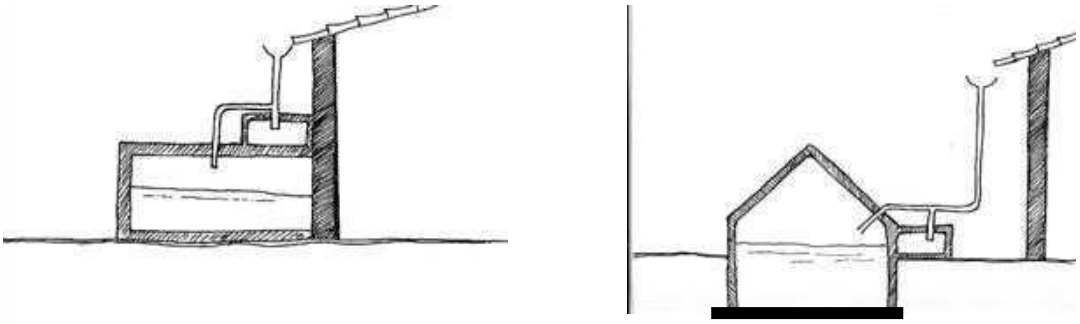


Figura 4: Modelo de desvio automático das primeiras águas proposto por Andrade Neto.

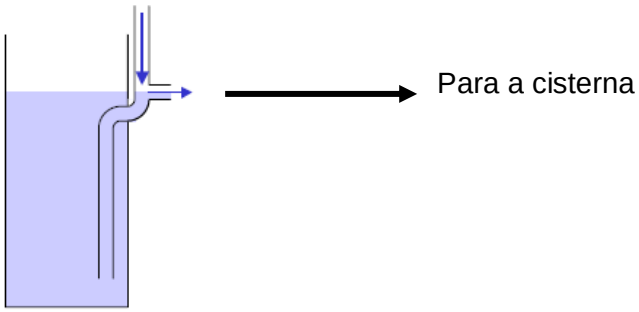


Figura 5: Modelo de desvio automático das primeiras águas proposto por Martinson & Tomas (2003)

O Projeto Cisternas ("Melhoramentos Tecnológicos e Educação Ambiental para a Sustentabilidade dos Projetos de Armazenamento de Águas de Chuva em Cisternas no Nordeste Semiárido"), um projeto de pesquisa aplicada em escala real financiado pela FINEP – Financiadora de Estudos e Projetos, do Ministério da Ciência e Tecnologia do Governo Brasileiro, por iniciativa e com recursos do CT-HIDRO – Fundo Setorial de Recursos Hídricos, e executado com participação de cinco universidades brasileiras, aportou muitos dados, informações e conclusões ao conhecimento sobre a água de cisternas no Semi-Árido Nordestino. As pesquisas do Projeto Cisternas mostraram que a água de cisternas apresenta geralmente boas características químicas e físicas, mas frequentemente contém microrganismos, inclusive indicadores de contaminação fecal, sobretudo quando a cisterna recebe também água de procedência duvidosa, transportada por carro-tanque, mas quando a cisterna acumula somente água de chuva e tem manejo cuidadoso, incluindo o uso de bomba para retirada da água e o descarte do primeiro milímetro de cada chuva, a qualidade é muito melhor e pode atender o padrão de potabilidade.

Pesquisadores do Projeto Cisternas (XAVIER, NÓBREGA, MIRANDA, GALVÃO, CEBALLOS, 2009; XAVIER, 2010; GAVAZZA, 2009; SOUZA, 2009, entre outros) fizeram adequações e testaram dois tipos de desvios automáticos, sendo um deles baseado em modelo proposto por Andrade Neto (2004) e outro no modelo proposto por Martinson e Tomas (2003), e concluíram que ambos são realmente eficientes na proteção sanitária da água das cisternas, embora não sejam suficientes para garantir a qualidade por si sós, em face de outras barreiras sanitárias físicas e culturais também serem importantes. A Figura 6 mostra desenhos esquemáticos de dispositivos de desvios das primeiras águas de cada chuva, elaborados por pesquisadores do Projeto Cisternas (XAVIER et al, 2009).

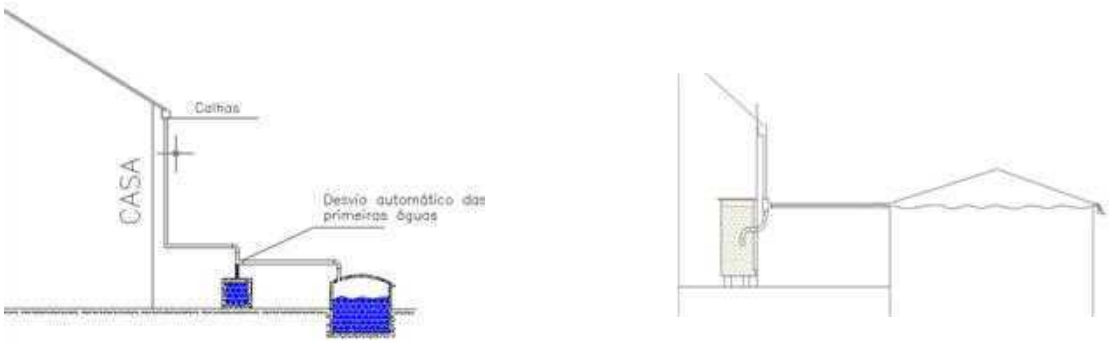


Figura 6: Desenhos esquemáticos dos dispositivos de desvio do Projeto Cisternas.

Os dispositivos para desvio das primeiras águas das chuvas apresentados nos desenho esquemático são automáticos, muito simples, eficazes e de baixo custo, e os mais recomendáveis até que se proponham alternativas mais aperfeiçoadas e adequadas. São apenas pequenos tanques para os quais são desviadas automaticamente as primeiras águas de cada chuva, simplesmente através de um tê intercalado na tubulação de entrada da cisterna, que deriva para este pequeno tanque as águas de lavagem do ar e da superfície de captação. No primeiro caso (desenho da esquerda), como o tanque de desvio permanece totalmente fechado, quando o telhado está lavado ele enche e só então é que a água de melhor qualidade vai para a cisterna. O fecho hídrico dispensa bóias ou outros artifícios. No segundo caso (desenho da direita), somente quando o tanque enche a água é então encaminhada à cisterna, pelo princípio dos vasos comunicantes, como se vê na figura auto-explicativa. Depois da chuva, e antes que se acumule sujeira na superfície de captação, o tanque de desvio deve ser esvaziado, através de uma tubulação de descarga, que novamente fechada deixa o dispositivo pronto para o desvio automático das primeiras águas da próxima chuva. O tanque de desvio é pequeno (cerca de um litro por m^2 de área de captação) e, portanto, perde-se muito pouco da água, que aliás pode ser empregada em usos menos exigentes, mas ganha-se muito em qualidade.

Pesquisadores da Universidade Federal de Campina Grande e da Universidade Estadual da Paraíba, Brasil (XAVIER, 2009; XAVIER, NÓBREGA, MIRANDA *et al* 2009), realizaram pesquisas em sistemas piloto localizados em duas comunidades rurais no município de São João do Cariri, nos quais foram construídos desvios automáticos para as primeiras águas da chuva, de acordo com os dois modelos testados no Projeto Cisterna, constituídos por caixas de alvenaria com volume apropriado para reter 1 milímetro da água de chuva captada pelo telhado. Analisaram indicadores físicos e químicos de qualidade da água da chuva captada diretamente, retirada do tanque de desvio e após o tanque de desvio. As coletas foram realizadas logo após cada evento de chuva. A coleta direta de água de chuva foi realizada usando-se três bacias de ágata esterilizadas, colocadas sobre bancos altos (80 cm de altura). Foram feitas coletas também na caixa de desvio das primeiras águas da chuva e em um recipiente após o desvio.

Concluíram, entre outros aspectos, que: 1) todos os valores dos parâmetros físicos e químicos das amostras de água da chuva (coletada diretamente nas bacias) foram bem

inferiores aos VMP exigido nos padrões de potabilidade do Brasil (Portaria N° 518/04 MS), com pH levemente ácido (pH= 6,22), turbidez de 0,9 UT e SDT de 46 mg/L, revelando água de excelente qualidade; 2) ambos os sistemas de desvio automático mostraram-se eficazes como barreiras sanitárias, reduzindo significativamente todos os parâmetros físicos e químicos analisados (turbidez, SDT, alcalinidade, pH, dureza total, Na+, K+ e condutividade elétrica), com destaque para a turbidez, que em um dos experimentos mudou de 11,0 UT na água do tanque de desvio para 2,7 UT após o desvio do 1° mm, e redução média da turbidez de 53% para um dos tipos de desvio. (XAVIER, 2009; XAVIER, NÓBREGA, MIRANDA *et al* 2009).

Os pesquisadores do Projeto Cisternas na Universidade Federal de Pernambuco, Brasil (SOUZA, 2009; GAVAZZA, 2009), chegaram à conclusão que "Os resultados obtidos evidenciam a importância do uso de dispositivos de desvio das primeiras águas de chuva, uma vez que, independente do princípio de funcionamento, ambos os modelos avaliados no presente trabalho foram eficazes em reduzir a quantidade de impurezas encaminhadas às cisternas, principalmente turbidez, coliformes totais e bactérias heterotróficas totais".

No Laboratório de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Uiversidade Federal do Rio Grande do Norte, para água de uso mais nobre (preparo de soluções, diluição de amostras, etc) tem sido utilizado água de chuva captada no telhado com desvio automático das primeiras águas semelhante ao proposto por Andrade Neto (2004) e outras medidas de proteção sanitária, porque esta é a água mais fácil de purificar nos destiladores e deionizadores.

A disseminação do conhecimento e o desenvolvimento tecnológico dos dispositivos de desvio das primeiras águas de cada chuva devem estimular e propiciar o uso seguro de água de chuva em cisternas nos próximos anos.

CONCLUSÕES

O início da chuva tem realmente grande influencia sobre a qualidade da água captada em cisternas.

Geralmente o primeiro milímetro de cada chuva é suficiente para lavar a atmosfera e a superfície de captação e se esta água for descartada o restante da água da chuva tem boa qualidade para diversos usos.

Existem dispositivos simples, de baixo custo e de eficiência comprovada para o descarte automático das águas do primeiro milímetro de cada chuva.

REFERÊNCIAS:

ANDRADE NETO, Cícero O de. (2002). Captação e Uso da Água da Chuva. *Revista Brasileira de Saneamento e Meio Ambiente.* Rio de Janeiro, Ano XI, Nº 22, abr./jun. 2002.

ANDRADE NETO, Cícero O de. (2004). Proteção Sanitária das Cisternas Rurais. In: XI Simpósio Luso-Barsileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. 2004, Natal, Brasil. Anais ... Rio de Janeiro: ABES/APESB/APRH.

DACACH, N G. (1979). *Saneamento Básico.* Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1979. 314p.

FENDRICH, R; OLIYNIK, R. Manual de Utilização das Águas Pluviais (100 maneiras práticas). Curitiba: Livraria do Chain, 2002, 167p. (Tradução do Livro "Rainwater & You: 100 Ways to Use Rainwater. Sumida, Tokyo: GROUP RAINDROPS, 1995)

GAVAZZA, Sávia. (2009). Aspectos de qualidade da água relacionados às barreiras sanitárias. In. In: 7° Simpósio Brasileiro de Captação e Manejo de Água de Chuva. Caruaru, 27/09/09 a 01/10/09. Anais ... ABCMAC.

GONÇALVES, Ricardo F. (coordenador) et all. (2006). Uso racional da água em edificações. Rio de Janeiro: ABES.

GOULD, J; NISSEN-PETERSEN, E. *Rainwater Catchment Systems for Domestic Supply – Design, construction and implementation.* ITDG Publishing, London, UK. 2002. 356p.

LEE, M. D. e VISSCHER, J. T. *A Colheita de Água em Cinco Países Africanos*. IRC – Centro Internacional de Água e Saneamento, Maputo, Moçambique, 2000. 127p.

MARTINSON, D. B. e TOMAS, T. (2003). Improving water quality by design. Cidade do México: IRCSA 11, agosto 2003.

MELO, Luciano R C; ANDRADE NETO, Cícero O de. (2007). Variação da Qualidade da Água de Chuva em Três Pontos Distintos da Cidade de Natal-RN. In. 24º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. Belo Horizonte, 02 a 07/09/2007. Anais ... Rio de Janeiro: ABES.

SILVA, A S; PORTO, E R; LIMA, L T; GOMES, P C F. *Captação e conservação de água de chuva para consumo humano: cisternas rurais; dimensionamento, construção e manejo*. Petrolina, PE, EMBRAPA-CPATSA/SUDENE, 1984. 103p.

SOUZA, Sérgio H B de.(2009). Avaliação da Eficácia de Barreiras Sanitárias em Modelos Piloto para Captação de Águas de Chuva no Semi-árido Pernambucano. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Brasil.

TWDB. *Texas Guide to Rainwater Harvesting .* Texas Water Development Board in Cooperation with the Center for Maximum Potential Building Systems. Austin, Texas, 1997. 65p.

VIDAL, R. T. *Agua de lluvia, agua saludable (manual de mantenimiento del sistema de captación de agua de lluvia)*. Proyeto de Apoyo a la Reforma del Sector Salud en Guatemala – APRESAL, Comisión Europea. República de Guatemala, 2002. 108p.

XAVIER, Rogério P. (2010). Influência de barreiras sanitárias na qualidade da água de chuva armazenada em cisternas no semiárido paraibano . Dissertação de mestrado (Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental). Universidade Federal de Campina Grande, Brasil

XAVIER, Rogério P; NÓBREGA, Rodolfo L B; MIRANDA, Priscila C de; GALVÃO, Carlos O; CEBALLOS, Beatriz S O de. (2009). Avaliação da Eficiência de Dois Tipos de Desvio das Primeiras Águas de Chuva na Melhoria da Qualidade da Água de Cisternas Rurais. In: 7°

Simpósio Brasileiro de Captação e Manejo de Água de Chuva. Caruaru, 27/09/09 a 01/10/09. Anais ... ABCMAC.

INTEGRAÇÃO DA AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO GLOBAL E DA AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO OPERACIONAL DE ETA

Paula VIEIRA (1), Maria João ROSA (2), Helena ALEGRE (3)

Resumo

O Sistema de Avaliação de Desempenho desenvolvido no LNEC especificamente para estações de tratamento de água para consumo humano (PAS_WTP) inclui medidas de avaliação do desempenho global da ETA (indicadores de desempenho) e medidas de avaliação do desempenho operacional (índices de desempenho). Para que possam ser efectivamente utilizadas em processos de tomada de decisão, estas medidas de desempenho beneficiariam aparentemente de algum grau de agregação que permitisse dispor de medidas de desempenho para um conjunto de operações/processos unitários ou mesmo para toda a ETA. Contudo, todos os métodos actualmente disponíveis para efectuar essa agregação têm associada uma perda de informação que pode ser relevante para a tomada de decisão. Como tal, apresenta-se nesta comunicação uma metodologia baseada noutro tipo de abordagem, mais transparente e igualmente expedita, que permite realizar uma avaliação integrada do desempenho de ETA.

A metodologia inicia-se com uma análise global, recorrendo à componente de Avaliação de Desempenho Global do PAS_WTP, para identificação dos domínios problemáticos, ou seja, onde o desempenho é inferior ao desejado face aos objectivos e metas previamente estabelecidos pela entidade gestora. Numa segunda fase, são analisados em pormenor os aspectos de operação responsáveis pelo menor desempenho e procuram-se oportunidades para melhoria, recorrendo-se, para tal, à componente de Avaliação de Desempenho Operacional do PAS_WTP.

Palavras-chave: avaliação de desempenho global, avaliação de desempenho operacional, metodologia integrada, tratamento de água.

[1] Eng.ª Química, Doutorada em Ciências e Tecnologias do Ambiente, Investigadora Auxiliar do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Hidráulica e Ambiente, Núcleo de Engenharia Sanitária, Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, pvieira@lnec.pt

[2] Eng.ª Química, Doutorada em Engenharia Química, Investigadora Principal do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Hidráulica e Ambiente, Núcleo de Engenharia Sanitária, Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, mjrosa@lnec.pt

[3] Eng.ª Civil, Doutorada em Engenharia Civil, Investigadora Principal Habilitada do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Hidráulica e Ambiente, Núcleo de Engenharia Sanitária, Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, halegre@lnec.pt

1. INTRODUÇÃO

A avaliação de desempenho é um tema de interesse crescente na indústria da água devido ao facto de, na última década, as entidades gestoras (EG) dos serviços de abastecimento de água terem vindo a incorporar princípios de sustentabilidade e de melhoria contínua nas suas práticas de gestão. A nível internacional, são inúmeras as aplicações de sistemas de avaliação de desempenho desenvolvidos por diversos autores e instituições (*e.g.*, Alegre, *et al*., 2000, Matos *et al*., 2003; OfWat, 2005; Alegre, *et al*., 2006; Worldbank, 2006; DWA, 2008).

O sistema de avaliação de desempenho desenvolvido no LNEC especificamente para estações de tratamento de água para consumo humano (PAS_WTP) (Vieira *et al.,* 2008; Vieira, 2009; Vieira *et al.,* 2009; Vieira *et al.,* 2010) inclui medidas de avaliação do desempenho global da ETA (indicadores de desempenho) destinadas, sobretudo, ao apoio à decisão a um nível mais elevado de gestão técnica e medidas de avaliação do desempenho operacional (índices de desempenho) dirigidas, especialmente, ao apoio à decisão a um nível operacional.

Para que possam ser efectivamente utilizadas em alguns processos de tomada de decisão, estas medidas de desempenho beneficiariam aparentemente de algum grau de agregação que permitisse dispor de medidas de desempenho para um conjunto de operações/processos unitários (OPU) ou mesmo para toda a estação. Estão disponíveis, actualmente, vários métodos para efectuar essa agregação, mas a todos eles está associada uma perda de informação que pode ser relevante para a tomada de decisão. Além disso, medidas mais agregadas mascaram situações pontuais que se afastam do comportamento dominante no período de referência e às quais estão habitualmente associadas as oportunidades de melhoria de desempenho. Consequentemente, considera-se que a opção por outro tipo de abordagem, mais transparente e igualmente expedita, beneficiará a tomada de decisão, tornando-a mais sustentada e conferindo-lhe maior robustez.

Apresenta-se nesta comunicação uma metodologia que permite realizar uma avaliação integrada do desempenho de ETA utilizando os resultados das várias componentes do PAS_WTP. Esta metodologia, desenvolvida no âmbito de uma tese de doutoramento e de dois projectos de investigação (Fundação para a Ciência e Tecnologia; Águas do Algarve, S.A.), é aplicável a sequências de tratamento convencional constituídas por pré-oxidação, coagulação, floculação, decantação, filtração e desinfecção final.

2. MEDIDAS DE AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO INCLUÍDAS NO SISTEMA DE AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DE ETA

O PAS_WTP inclui medidas de desempenho de dois tipos: indicadores de desempenho e índices de desempenho. Ambas são medidas quantitativas da eficiência (grau de optimização dos recursos disponíveis para a produção de um serviço) ou da eficácia (grau de cumprimento dos objectivos) de um aspecto particular do serviço prestado pela entidade gestora da ETA (Alegre, 2007; Sjøvold, 2008). No entanto, existem algumas diferenças que

determinam o nível de avaliação de desempenho (global ou operacional) para o qual são mais apropriadas.

Os **indicadores de desempenho** (PI) são, na maioria dos casos, calculados pela razão entre duas variáveis da mesma natureza ou de natureza distinta, sendo adimensionais (*e.g.*, expressos em percentagem) ou intensivos (*e.g.*, expressos em g/m^3), respectivamente. O cálculo destas medidas é feito com dados históricos da operação da estação e os resultados referem-se a um período de referência que, em geral, é um ano. Os indicadores *per se* não emitem qualquer tipo de juízo em termos do maior ou menor desempenho, sendo necessário compará-los com metas previamente especificadas atendendo aos objectivos da EG ou com valores de referência.

Assim, atendendo às suas características, os indicadores de desempenho destinam-se, sobretudo, a efectuar uma avaliação de desempenho da ETA como um todo e podem ser usados nos processos de tomada de decisão a um nível superior de gestão. São estas as medidas que integram a componente de Avaliação de Desempenho Global do PAS_WTP (OvPA), estando agrupadas em sete domínios de avaliação: *qualidade da água tratada*; *eficiência e fiabilidade*; *utilização de água, energia e materiais*; *gestão de subprodutos*; *segurança*; *recursos humanos* e *recursos económico-financeiros*. Em cada domínio, os critérios de avaliação relevantes para o desempenho (*e.g.*, cumprimento de critérios de qualidade da água à saída da ETA, grau de utilização do recurso hídrico, capacidade da infra-estrutura, continuidade de operação, optimização da dosagem de reagentes, monitorização do processo, ocorrência de falhas, consumo de água, consumo de energia, consumo de reagentes, produção de resíduos, derrame e fuga de produtos, segurança no trabalho, disponibilidade de recursos humanos, absentismo, sustentabilidade financeira) são avaliados pelas medidas de desempenho. No Quadro 1 apresentam-se exemplos de indicadores pertencentes a alguns dos domínios de avaliação referidos (os relevantes para a compreensão da secção 3. deste artigo).

Quadro 1 – Medidas para Avaliação de Desempenho Global de ETA

Domínio de avaliação	Exemplos de indicadores de desempenho
Qualidade da água tratada	▪ **tWQ01: Conformidade dos resultados das análises** [%] = $\frac{\text{Análises conformes com os critérios de qualidade definidos pela EG (n.º)}}{\text{Análises realizadas à água tratada (n.º)}} \times 100$
	▪ **tWQ02: Conformidade dos resultados das análises de sete parâmetros-chave** [%] = $\frac{\text{Análises dos parâmetros Fe, Mn, Al, turvação, THM, bromato e bactérias coliformes conformes com os critérios (n.º)}}{\text{Análises dos parâmetros Fe, Mn, Al, turvação, THM, bromato e bactérias coliformes realizadas (n.º)}} \times 100$
	▪ **tWQ05: Qualidade da água em cloro residual mínimo no(s) ponto(s) de entrega/consumo** [%] = $\frac{\text{Média dos 10\% de valores mais baixos de cloro residual livre (mg/l) - VLmínimo de cloro residual livre (mg/l)}}{\text{VLmínimo de cloro residual livre (mg/l)}} \times 100$
	tWQ06: Qualidade da água em cloro residual máximo no(s) ponto(s) de entrega/consumo [%] = $\frac{\text{Média dos 10\% de valores mais elevados de cloro residual livre (mg/l)}}{\text{VLmáximo de cloro residual livre (mg/l)}} \times 100$
	▪ **tWQ07: Qualidade da água em THM no(s) ponto(s) de entrega/consumo** [%] = $\frac{\text{Média dos 10\% de valores mais elevados de THM}(\mu\text{g/l})}{\text{VL}_{\text{THM}}(\mu\text{g/l})} \times 100$
	▪ **tWQ08: Qualidade da água nos pontos de consumo com valores mais elevados dos parâmetros microbiológicos** [% ou unidade do parâmetro microbiológico] = $\frac{\text{Média dos 10\% de valores mais elevados do parâmetro microbiológico (unid. conc.)}}{\text{VL}_{\text{parâmetro microbiológico}}\text{(unidades de concentração)}} \times 100$ (quando VL ≠ 0)
	Média dos 10% de valores mais elevados de parâmetros microbiológicos (quando VL = 0)

Quadro 1 (cont.) – Medidas para Avaliação de Desempenho Global de ETA

Domínio de avaliação	Exemplos de indicadores de desempenho
Utilização de água, energia e materiais	▪ **tRU01: Eficiência de utilização de água na ETA** [%] = $\frac{\text{Água tratada (m}^3\text{)}}{\text{Água bruta (m}^3\text{)}} \times 100$
	▪ **tRU02: Água recirculada na ETA** [%] = $\frac{\text{Água recirculada (m}^3\text{)}}{\text{Água bruta (m}^3\text{)}} \times 100$
	▪ **tRU03: Consumo de energia** [kWh/m^3] = $\frac{\text{Energia consumida (kWh)}}{\text{Água tratada (m}^3\text{)}}$
	▪ **tRU04: Consumo de ácidos e bases** [eq/m^3] = $\frac{\text{Ácidos e bases consumidos (eq.)}}{\text{Água tratada (m}^3\text{)}}$
	▪ **tRU05: Consumo de coagulantes e floculantes** [g/m^3] = $\frac{\text{Coagulantes e floculantes consumidos (kg)}}{\text{Água tratada (m}^3\text{)}} \times 10^3$
	▪ **tRU06: Consumo de oxidantes** [g/m^3] = $\frac{\text{Oxidantes consumidos (kg)}}{\text{Água tratada (m}^3\text{)}} \times 10^3$
	▪ **tRU07: Reposição de meios de enchimento** [%/ano] = $\frac{\text{Meio de enchimento novo para reposição (m}^3\text{/ano)}}{\text{Meio de enchimento de todos os órgãos (m}^3\text{)}} \times 100$

Gestão de subprodutos	▪ **tBP01: Produção de lamas** [g/(m^3.UNT)] = $\frac{\text{Lamas produzidas (kg)} \times 1000}{\text{Água tratada (m}^3\text{)}}$ (quando turvação$_{AB}$ < 10 UNT); $\frac{\text{Lamas produzidas (kg)} \times 1000}{\text{Água tratada (m}^3\text{)} \times \text{Turvação da água bruta (UNT)}}$ (quando turvação$_{AB}$ ≥10 UNT) ▪ **tBP02: Teor em matéria seca das lamas produzidas** [% p/p] = % matéria seca ▪ **tBP03: Rejeição de meios de enchimento** [m^3/10^6 m^3 ou kg/10^6 m^3] = $\frac{\text{Meios de enchimento rejeitados (m}^3\text{ ou kg)}}{\text{Água tratada (m}^3\text{)}} \times 10^6$
Recursos económico-financeiros	▪ **tFi06: Gastos com energia** [Euro/m^3] = $\frac{\text{Gastos com energia eléctrica (Euro)}}{\text{Água tratada (m}^3\text{)}}$ ▪ **tFi07: Gastos com aquisição de reagentes e meios de enchimento** [Euro/m^3] = $\frac{\text{Gastos com aquisição de reagentes e meios de enchimento (Euro)}}{\text{Água tratada (m}^3\text{)}}$ ▪ **tFi08: Gastos com deposição/valorização de subprodutos** [Euro/m^3] = $\frac{\text{Gastos com deposição/ valorização de subprodutos (Euro)}}{\text{Água tratada (m}^3\text{)}}$

Os **índices de desempenho** (PX) são calculados por aplicação de funções de desempenho a variáveis de operação (*e.g.*, concentrações de contaminantes na água tratada, eficiências de remoção, velocidades, cargas hidráulicas, tempos de retenção). Os índices são adimensionais e encontram-se todos na mesma escala de 0 a 300, correspondendo o valor 300 à situação óptima na qual o desempenho é máximo. Valores entre 300 e 200 traduzem um desempenho "bom", entre 200 e 100 o desempenho é "aceitável" e índices de desempenho inferiores a 100 traduzem um desempenho "insatisfatório". Quando o índice é zero significa que a OPU a que o índice se refere não está a realizar a função a que se destina.

Este processo de cálculo torna evidente que:

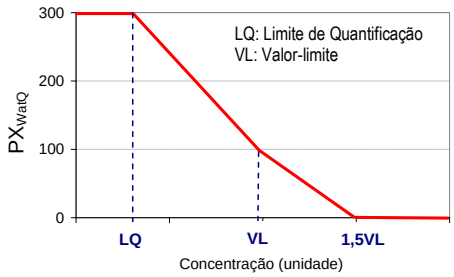
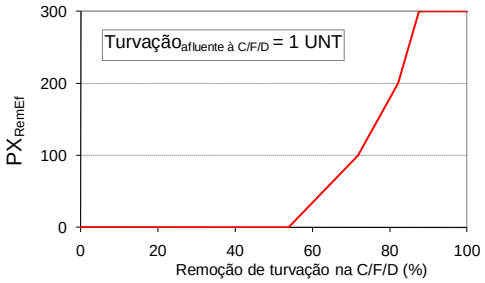
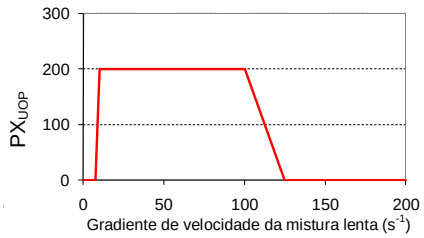
- ao contrário dos indicadores, os índices de desempenho incorporam em si um juízo relativo ao desempenho,
- uma vez que a função de desempenho converte cada valor da variável num índice, é possível efectuar uma avaliação do desempenho com uma maior discretização temporal do que no caso dos indicadores,
- o cálculo dos índices é feito para cada OPU ou etapa do tratamento, pelo que permite obter informação do desempenho da ETA mais pormenorizada do que aquela que é fornecida pelos indicadores.

Estas características dos índices de desempenho, em especial a possibilidade de discretização temporal e espacial, tornam-nos adequados para efectuar uma avaliação de desempenho da ETA ao nível operacional, constituindo ferramentas de apoio ao processo de decisão na operação diária da estação. Assim, os índices de desempenho integram a componente de Avaliação de Desempenho Operacional do PAS_WTP (OpPA).

No Quadro 2 apresentam-se exemplos de índices de desempenho incluídos no PAS_WTP, assim como as correspondentes funções de desempenho. Existem três tipos de índices de desempenho correspondentes aos pontos de vista sob os quais a avaliação de desempenho

operacional é feita: *qualidade da água tratada (PX_{WatQ})*, *eficiência de remoção (PX_{RemEf})* e *funcionamento dos órgãos (PX_{UOP})*.

Quadro 2 – Medidas para Avaliação de Desempenho Operacional de ETA

Componente da avaliação de desempenho operacional	Índices de desempenho	Exemplos de funções de desempenho
Qualidade da água tratada	**PX_{WatQ}** (calculado individualmente para cada parâmetro de qualidade da água à saída da ETA)	
Eficiência de remoção	**PX_{RemEf}** (calculado individualmente para cada parâmetro a remover e em cada OPU/conjunto de OPU)	
Funcionamento dos órgãos	**PX_{UOP}** (calculado individualmente para as variáveis relevantes de cada OPU)	

3. INTEGRAÇÃO DA COMPONENTE DE AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO GLOBAL E DA COMPONENTE DE AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO OPERACIONAL

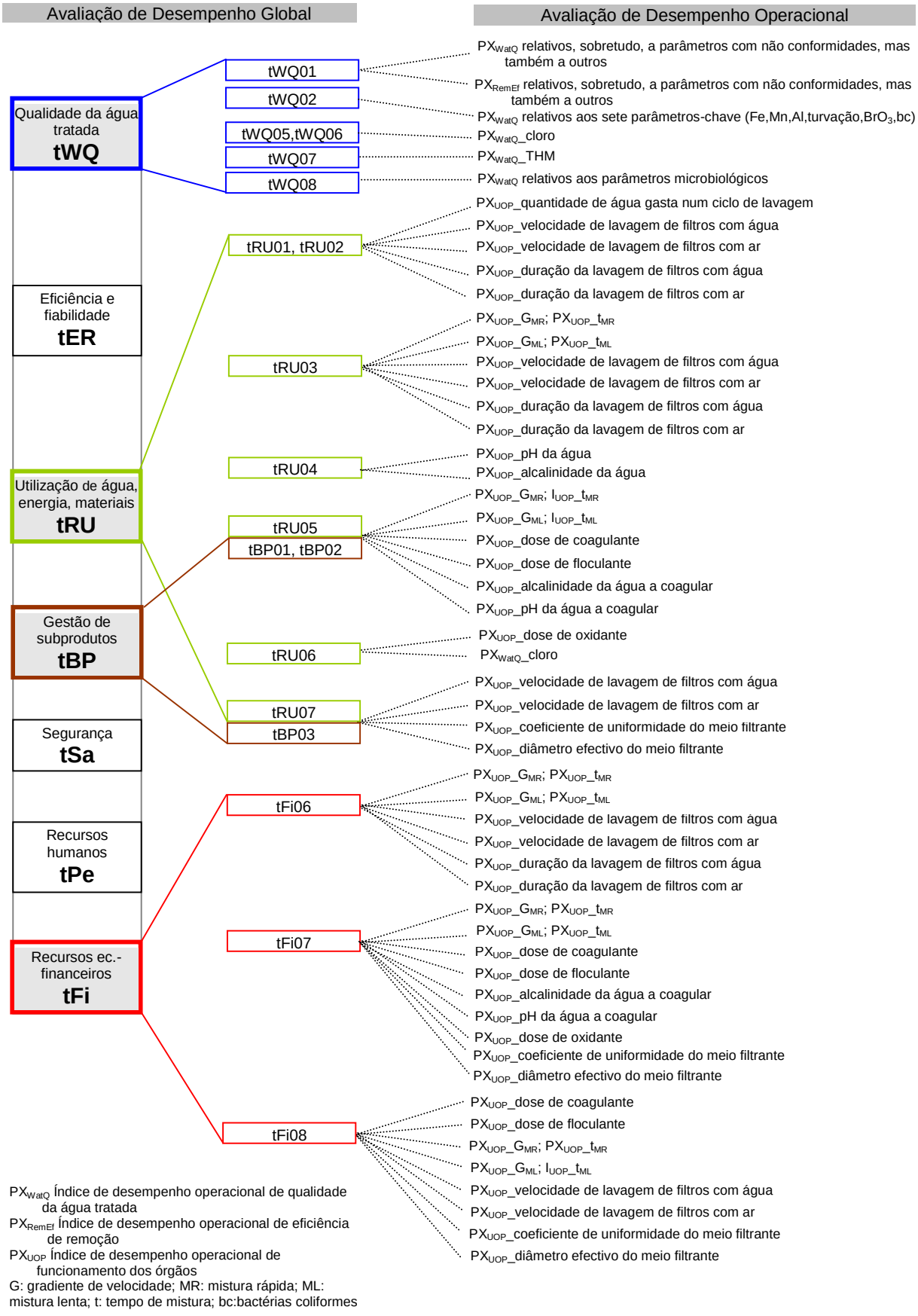
3.1 Metodologia

A avaliação do desempenho de uma ETA deve começar por uma análise global, recorrendo à componente OvPA, para identificação dos domínios e critérios de avaliação problemáticos, ou seja, onde o desempenho é inferior ao desejado face aos objectivos e metas previamente estabelecidos pela entidade gestora. Uma vez identificados, estes critérios de avaliação devem ser analisados em pormenor, sendo prioritários em termos de actuação, e devendo efectuar-se a recolha de informação e o cálculo das medidas de desempenho (indicadores e/ou índices) a eles associadas.

Na primeira fase de identificação dos domínios e critérios problemáticos, a EG utilizadora do PAS_WTP deve começar por estabelecer os seus objectivos específicos para a ETA e identificar as suas maiores preocupações (qualidade da água tratada, consumo de energia, consumo de reagentes, etc.). É expectável que as preocupações da generalidade das EG se relacionem mais com os seguintes domínios da OvPA: *Qualidade da água tratada* (devido à necessidade de cumprimento de requisitos legais), *Utilização de água, energia e materiais* e *Gestão de subprodutos* (por se relacionarem com aspectos operacionais que oneram significativamente as EG), e *Recursos económico-financeiros* (pela necessidade de garantir a sustentabilidade da EG).

Em seguida, para cada domínio considerado prioritário, a EG deve, de entre o conjunto de PI disponíveis no sistema de indicadores de desempenho do PAS_WTP, seleccionar e calcular aqueles que melhor traduzam o cumprimento dos objectivos previamente estabelecidos. Com base nos resultados da comparação entre os valores calculados e as metas, poderá ser atribuído um nível de desempenho a cada indicador e adoptada uma codificação do "tipo semáforo". A análise conjunta de todos os PI de cada domínio permitirá definir qualitativamente os níveis de desempenho de cada domínio e de cada critério de avaliação, traduzidos também através de uma codificação de cores.

Após a identificação dos domínios e critérios mais problemáticos, importa analisar em pormenor os aspectos responsáveis pelo menor desempenho e procurar oportunidades para melhoria desse desempenho, recorrendo-se, para tal, à componente OpPA do PAS_WTP. Tal como já referido para a OvPA, o conjunto de medidas de desempenho incluídas na OpPA constitui um *portfolio*, não sendo necessário, em geral, calcular todas. Deve ser dada prioridade aos índices de desempenho apropriados para a discretização (temporal e espacial – por OPU/conjunto de OPU) do desempenho nos domínios e critérios problemáticos. Na Figura 1 apresenta-se, para o exemplo atrás referido, um diagrama que estabelece a correspondência entre os indicadores de desempenho da componente OvPA (que respondem aos objectivos da EG atrás pressupostos) e os índices de desempenho da componente OpPA, para apoio à selecção dos índices de desempenho a determinar e analisar face aos problemas identificados através da OvPA. A base conceptual deste processo de decisão é apresentada nas secções seguintes para a sequência de tratamento convencional constituída por pré-oxidação, coagulação, floculação, decantação, filtração e desinfecção final.



PX_{WatQ} Índice de desempenho operacional de qualidade da água tratada
PX_{RemEf} Índice de desempenho operacional de eficiência de remoção
PX_{UOP} Índice de desempenho operacional de funcionamento dos órgãos
G: gradiente de velocidade; MR: mistura rápida; ML: mistura lenta; t: tempo de mistura; bc:bactérias coliformes

Figura 1 – Relação entre medidas de avaliação de desempenho global e operacional de ETA

Uma vez que a OvPA pode não evidenciar todos os potenciais de melhoria (*i.e.*, um PI pode traduzir um bom desempenho global, mas pode estar a mascarar situações pontuais de mau desempenho), é aconselhável que a EG, após cálculo dos índices associados a PI com resultados insatisfatórios (cálculo prioritário), determine os índices correspondentes aos critérios não diagnosticados como problemáticos pelos PI, mas críticos em face dos objectivos definidos pela EG para o período de referência.

3.2 Domínio *Qualidade da água tratada*

Se os indicadores tWQ01 (assim como o seu cálculo individualizado para cada parâmetro de qualidade da água) e tWQ02 (Quadro 1) evidenciarem problemas de desempenho em termos de não conformidade com os requisitos à saída da ETA, devem ser analisados os índices de desempenho da componente de qualidade da água tratada (PX_{WatQ}) relativos aos parâmetros que apresentam não conformidades.

Para os restantes pode haver interesse na sua determinação, uma vez que pode haver potencial de melhoria do desempenho em termos do cumprimento dos valores-limite (VL). Para se avaliar se as causas do menor desempenho se devem a questões de eficiência de remoção, devem também ser analisados os índices de desempenho PX_{RemEf}. Caso a turvação seja um dos parâmetros problemáticos, os índices relativos ao funcionamento dos órgãos *PX_{UOP}_turvação da água decantada* e *PX_{UOP}_turvação da água filtrada* podem também ser analisados, no sentido de se identificar a precedência do problema na linha de tratamento.

Apesar de os indicadores tWQ05, tWQ06, tWQ07 e tWQ08 (Quadro 1) se referirem especificamente à qualidade da água nos pontos de consumo, caso evidenciem problemas, além das questões associadas ao sistema de distribuição a jusante da ETA, devem ser analisados os índices PX_{WatQ} relativos aos parâmetros cloro, THM e microbiológicos, respectivamente, de modo a avaliar se as causas de menor desempenho se localizam logo à saída da ETA.

3.3 Domínio *Utilização de água, energia e materiais*

Quando os indicadores tRU01 e tRU02 (Quadro 1) evidenciarem problemas de consumo excessivo de água na ETA, e tendo em consideração que, em sequências de tratamento convencional, a filtração é, em geral, a principal causa desse consumo, devem ser analisados os índices de desempenho de funcionamento dos órgãos (PX_{UOP}) relativos aos parâmetros de operação da filtração associados a aspectos que traduzem e/ou que podem contribuir para o consumo de água, nomeadamente a *quantidade de água gasta num ciclo de lavagem*, a *duração do ciclo de filtração* e a *velocidade e duração das fases de lavagem com ar e com água*.

Gradientes de velocidade e tempos (*i.e.*, números de Camp) de mistura rápida e de mistura lenta superiores aos óptimos conduzem a um consumo excessivo de energia. Também quando as velocidades de lavagem dos filtros e a duração das várias fases dessa lavagem são superiores ao necessário, existe potencial para poupança de energia. Assim, um desempenho insatisfatório nesta área, evidenciado pelo indicador tRU03 (Quadro 1), deve ser

analisado tendo em consideração os índices de desempenho da componente funcionamento dos órgãos (PX_{UOP}) relativos aos parâmetros acima referidos.

O consumo excessivo de reagentes de ajuste de pH (indicador tRU04, Quadro 1) deve ser analisado tendo em consideração o pH e a alcalinidade da água (*PX_{UOP}_pH da água*; *PX_{UOP}_alcalinidade da água*). O consumo excessivo de coagulantes e de floculantes pode dever-se a uma não optimização das doses adicionadas, a más condições de mistura ou a um acerto incorrecto do pH/alcalinidade da água a coagular. Assim, o indicador tRU05 (Quadro 1) relaciona-se com os seguintes índices de desempenho de funcionamento dos órgãos: *PX_{UOP}_G_{MR}*, *PX_{UOP}_t_{MR}*, *PX_{UOP}_G_{ML}*, *PX_{UOP}_t_{ML}*, *PX_{UOP}_dose coagulante*, *PX_{UOP}_dose floculante*, *PX_{UOP}_pH da água a coagular* e *PX_{UOP}_alcalinidade da água a coagular*. Analogamente, o consumo excessivo de oxidantes (evidenciado pelo indicador tRU06, Quadro 1) pode dever-se a um ajuste e/ou doseamento incorrecto das doses de oxidantes às características da água a oxidar, pelo que deve ser analisado o índice *PX_{UOP}_dose oxidante*. A análise do índice PX_{WatQ}_cloro ajuda também a optimizar a adição do oxidante final (desinfectante), podendo eventualmente conseguir-se uma diminuição do seu consumo.

A utilização de velocidades excessivas na lavagem dos filtros pode provocar um arrastamento significativo de meio de enchimento, originando uma necessidade elevada de reposição desse meio. A adequação das características do meio de enchimento é também importante para que não ocorra esse arrastamento durante a lavagem. Como tal, na sequência de valores elevados do indicador tRU07 (Quadro 1), devem ser analisados os índices de desempenho da componente funcionamento dos órgãos *PX_{UOP}_velocidade lavagem filtros com água*, *PX_{UOP}_velocidade lavagem filtros com ar*, *PX_{UOP}_coeficiente de uniformidade do meio filtrante* e *PX_{UOP}_diâmetro efectivo do meio filtrante*.

3.4 Domínio *Gestão de subprodutos*

Um excesso de lamas (evidenciado pelo indicador tBP01, Quadro 1) e lamas com elevado teor de humidade (evidenciado pelo indicador tBP02, Quadro 1) têm associadas as causas referidas para o indicador tRU05 (Quadro 1), pelo que devem ser analisados os mesmos índices de funcionamento dos órgãos. De forma análoga, os índices associados ao indicador tRU07 (Quadro 1) devem também ser analisados caso sejam gerados meios de enchimento em excesso (evidenciado pelo indicador tBP03, Quadro 1). Relativamente às lamas, devem também ser considerados índices relativos à linha de tratamento da fase sólida, que não são apresentados nesta comunicação por se encontrarem ainda em desenvolvimento.

3.5 Domínio *Recursos económico-financeiros*

Um menor desempenho em termos de custos energéticos, evidenciado pelo indicador tFi06, tem associadas as mesmas causas que o indicador tRU03 (Quadro 1), pelo que devem ser analisados os mesmos índices de desempenho já referidos para este indicador.

Um menor desempenho em termos de custos de aquisição de reagentes, evidenciado pelo indicador tFi07, tem origem nos aspectos referidos para os indicadores tRU04, tRU05 e tRU06 (Quadro 1), pelo que devem ser analisados todos os índices referidos para estes PI.

Custos excessivos com transporte e eliminação de subprodutos (indicador tFi08, Quadro 1) podem estar relacionados com todos os aspectos que possam originar uma produção

excessiva de lamas (não optimização de doses adicionadas de reagentes para coagulação/floculação e condições de mistura rápida e lenta não adequadas) e de meios de enchimento (arrastamento de meio de enchimento na lavagem de filtros), pelo que devem, neste caso, ser analisados os índices $PX_{UOP}\_t_{MR}$, $PX_{UOP}\_G_{ML}$, $PX_{UOP}\_t_{ML}$, PX_{UOP}*_dose coagulante*, PX_{UOP}*_dose floculante*, PX_{UOP}*_velocidade lavagem filtros com água*, PX_{UOP}*_velocidade lavagem filtros com ar*, PX_{UOP}*_coeficiente de uniformidade do meio filtrante* e PX_{UOP}*_diâmetro efectivo do meio filtrante*. Este tipo de custos pode estar também relacionado com as características dos subprodutos, devendo também ser analisados índices relativos à linha de tratamento da fase sólida, que não são apresentados nesta comunicação por se encontrarem ainda em desenvolvimento.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A metodologia apresentada nesta comunicação permite efectuar uma avaliação do desempenho de ETA integrando dois níveis de avaliação que contemplam, respectivamente, aspectos de desempenho global e aspectos de desempenho operacional.

O procedimento descrito permite procurar, de entre os factores operacionais que estão sob o controlo da EG, aqueles que conduzem a situações de menor desempenho. No entanto, podem existir outros factores não controláveis pela EG (*e.g.*, preços de venda de energia) e que são explicativos de resultados insatisfatórios. Assim, quando se encontram indicadores que traduzem desempenhos insatisfatórios, previamente à análise da relação indicadores – índices, devem identificar-se eventuais especificidades não cobertas pelos índices.

A adopção integral da metodologia, por uma EG, deixa de ser necessária quando existe já um conhecimento profundo do funcionamento da ETA, incluindo os seus aspectos mais problemáticos. Neste caso, a avaliação de desempenho deve incidir essencialmente na componente operacional relacionada com esses aspectos. De qualquer forma, existirão sempre PI-chave de suporte à gestão estratégica. Em estudos ocasionais de avaliação de desempenho com objectivos muito específicos (*e.g.*, avaliação da filtração), podem ser utilizadas apenas algumas das subcomponentes da avaliação de desempenho operacional ou, mesmo, apenas alguns dos índices de desempenho. Também quando a EG pretende fazer uma análise a uma escala temporal menor do que o período de referência adoptado para a componente global (que, em geral, é um ano), a componente operacional é a ferramenta mais adequada para efectuar a avaliação de desempenho.

Em termos de trabalho futuro, está actualmente em curso o projecto de investigação e desenvolvimento tecnológico *PASt21 – Iniciativa Nacional de Avaliação de Desempenho de ETA e ETAR Urbanas* (LNEC, várias EG) no âmbito do qual a metodologia de integração será aplicada a 10 ETA (diferentes tipologias e capacidades de tratamento) e complementada por exemplo em termos dos tipos de tratamento abrangidos.

AGRADECIMENTOS

Este estudo foi parcialmente financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (projecto POCI/ECM/57909/2004 – *Avaliação de desempenho de Estações de Tratamento de Água e de Estações de Tratamento de Águas Residuais*; 2004-2009) e pela Águas do Algarve, S.A. (projecto *ETA21 – Estudos de avaliação de desempenho e de optimização das estações de tratamento de água*; 2007-2009).

BIBLIOGRAFIA

Alegre H., Hirner W., Melo Baptista J., Parena R. (2000). *Performance Indicators for Water Supply Services.* 1st ed. IWA Publishing. London.

Alegre H., Melo Baptista J., Cabrera Jr E., Cubillo F., Duarte P., Hirner W., Merkel W., Parena R. (2006). *Performance Indicators for Water Supply Services.* 2nd ed. IWA Publishing. London.

Alegre H. (2007). *Gestão patrimonial de infra-estruturas de abastecimento de água e de drenagem e tratamento de águas residuais.* Programa de investigação e programa de pós-graduação apresentados a provas de habilitação para o exercício de funções de coordenação científica. LNEC. Lisboa.

DWA (2008). *Corporate benchmarking - Metric benchmarking as component of the modernisation strategy - Performance indicators and evaluation principles*. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall. Hennef.

Matos R., Cardoso A., Ashley R., Duarte P., Molinari A. J., Schulz A. (2003). *Performance indicators for wastewater services.* IWA Publishing. London.

OfWat (2005). *Levels of service for the water industry in England & Wales. 2004-2005 report*. Office of Water Services. UK.

Vieira P., Alegre H., Rosa M. J., Lucas H. (2008). Drinking water treatment plants assessment through performance indicators. *Water Science and Technology - Water Supply* 8(3) 245-253.

Vieira P., Rosa M. J., Alegre H., Ramalho P., Silva C., Lucas H. (2009). *Avaliação de desempenho de estações de tratamento de água*. *Águas & Resíduos*, série III. n.º 9, pp 4-17.

Vieira P. (2009). *Avaliação de desempenho de estações de tratamento de água para consumo humano*. Tese de Doutoramento em Ciências e Tecnologias do Ambiente. Faculdade de Ciências e Tecnologia. Universidade do Algarve. Faro.

Vieira P., Rosa M. J., Alegre H., Lucas H. (2010). Assessing the operational performance of water treatment plants – focus on water quality and treatment efficiency. In *Proceedings of IWA World Water Congress*. Montréal.

Sjøvold F., Conroy P., Algaard E. (Eds.) (2008). *COST C18. Performance assessment of urban infrastructure services: the case of water supply, wastewater and solid waste.* COST Office. Bruxelas.

WorldBank (2006). *IBNET indicator definitions*. WorldBank. Washington.

INTERFERÊNCIA DE ÍONS COBRE(II) NA DEGRADAÇÃO DE FENOL PELA REAÇÃO FENTON

*Leidi C. FRIEDRICH (PG)[1]; Carmem L. P. S. ZANTA (PQ)[2]; Amilcar MACHULECK Jr. (PQ)[3] e Frank H. QUINA (PQ)[1] *(leidi@iq.usp.br)

(1) Instituto de Química - Universidade de São Paulo, 05513970. São Paulo-SP, Brasil.
(2) Instituto de Química e Biotecnologia - Universidade Federal de Alagoas, 57072-970. Maceió-Al, Brasil.
(3) Departamento de Química - Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, 79070-900. Campo Grande-MS, Brasil.

RESUMO: Neste trabalho, estudou-se a interferência de íons cobre na degradação de fenol pela reação Fenton. A eficiência da degradação de fenol foi avaliada através da análise de redução de TOC e as concentrações de fenol e dos compostos intermediários foram acompanhadas por HPLC. Voltamogramas cíclicos foram registrados *in situ* no sistema reacional, monitorando o comportamento do catecol, principal intermediário formado. Na presença de Cu(II) (reação cupro-Fenton) a degradação é mais lenta, porém atinge maior redução de TOC no final da reação (t=120min). Na análise dos compostos intermediários verificou-se inicialmente a formação de catecol e hidroquinona, sendo que o catecol atua como catalisador da reação de Fenton clássica e de cupro-Fenton devido à regeneração dos íons Fe(II) e Cu(I). A análise dos compostos orgânicos presentes no final da reação mostra a formação dos ácidos fórmico (AF) e oxálico (AO), sendo que AO não é degradado na presença de Fe(II), pois forma o complexo oxalato férrico que não é oxidado pela radical hidroxila e permanece no meio reacional. Estudos voltamétricos confirmam a interação do catecol com os íons inorgânicos sendo o maior efeito catalítico observado para o Fe(II). Analisando a influência dos ácidos alifáticos no meio reacional, verificou-se que os ácidos não interferem na reação de cupro-Fenton, mas apresentam um efeito inibidor na reação de Fenton Clássica, sendo observada a seguinte ordem de interação com o íon Fe(II): AO>>AF~AA. Estudos eletroquímicos e cromatográficos comprovam o efeito redutor do catecol sobre os íons Fe(III)/Fe(II) e Cu(II)/Cu(I) catalisando a degradação do fenol.

Palavras Chave: Fenol, íons Cobre, reação Fenton e reação cupro-Fenton.

1- Introdução:

A contaminação do ambiente por substâncias orgânicas presentes nos despejos industriais tem sido bastante observada, sobretudo no último século, e muitas dessas substâncias são de natureza persistente, como os compostos fenólicos (Araña, *et. al*, 2001).

Devido à grande toxicidade, os fenóis causam graves problemas ao meio ambiente e à saúde humana e a presença desses compostos em águas residuárias industriais dificulta o processo de tratamento biológico (Santos *et. al*, 2004).

Os fenóis estão presentes, nas mais diferentes concentrações, em diversos tipos de efluentes industriais, como de indústrias farmacêuticas e têxteis, de pesticidas, de resinas (fenólicas, epóxidas e poliamidas) e de papel, em efluentes de fundições de metais e de refinarias de petróleo (Kavitha & Palanivelu, 2004).

O fenol também é considerado um intermediário presente nos mecanismos de oxidação de compostos aromáticos de alto peso molecular encontrados em efluentes (Ding *et. al*, 1995). Portanto, o fenol é um poluente de interesse que pode fornecer informações importantes em relação a diferentes processos de degradação (Maciel *et. al*, 2004; Zazo *et. al*, 2005; Vione *et. al*, 2005). O fenol, devido a sua ação biocida, pode inibir processos biológicos de tratamento e, conseqüentemente, prejudicar a eficiência da biodegradação. Atualmente, resíduos fenólicos aquosos ou são diluídos e enviados para tratamento biológico ou são incinerados a um custo aproximado de 167 US$/ton (Araña *et. al*, 2001).

O fenol têm sido bastante usado como composto modelo na avaliação de sistemas alternativos de tratamento. Isto se deve a características como a elevada toxidez, fácil detecção através de técnicas como a cromatografia líquida de alto desempenho (HPLC) e por ser de fácil tratamento frente aos Processos Oxidativos Avançados, os quais são baseados na geração de radical hidroxila como agente oxidante. Na literatura há vários trabalhos com mecanismos propostos para a oxidação do fenol (Pintar & Levec, 1992; Hamoudi *et. al*, 1999; Devlin & Harris, 1984; Nogueira *et. al*, 1999; Peiró *et. al*, 2001). Esses processos destacaram-se nos últimos anos como uma tecnologia alternativa ao tratamento de vários efluentes industriais e são usados para tratar efluentes que são dificilmente tratados por processos físico-químicos ou biológicos convencionais (Esplugas *et al.*, 2002).

A reação Fenton é um dos principais POAs e consiste numa reação redox (Pignatello *et al.*, 2006), na qual o Fe(II) é oxidado até Fe(III) e H_2O_2 reduzida ao íon hidroxila e radical hidroxila, conforme Equação (1):

$$Fe(II) + H_2O_2 \rightarrow Fe(III) + HO^{\cdot} + HO^{-} \qquad k_1 = 76\ M^{-1}s^{-1} \qquad (1)$$

Recentemente, Zazo *et al.*, 2005 estudaram os mecanismos químicos e cinéticos da oxidação do fenol com o uso de reagentes de Fenton e propuseram o esquema de reações apresentado na Figura 1.

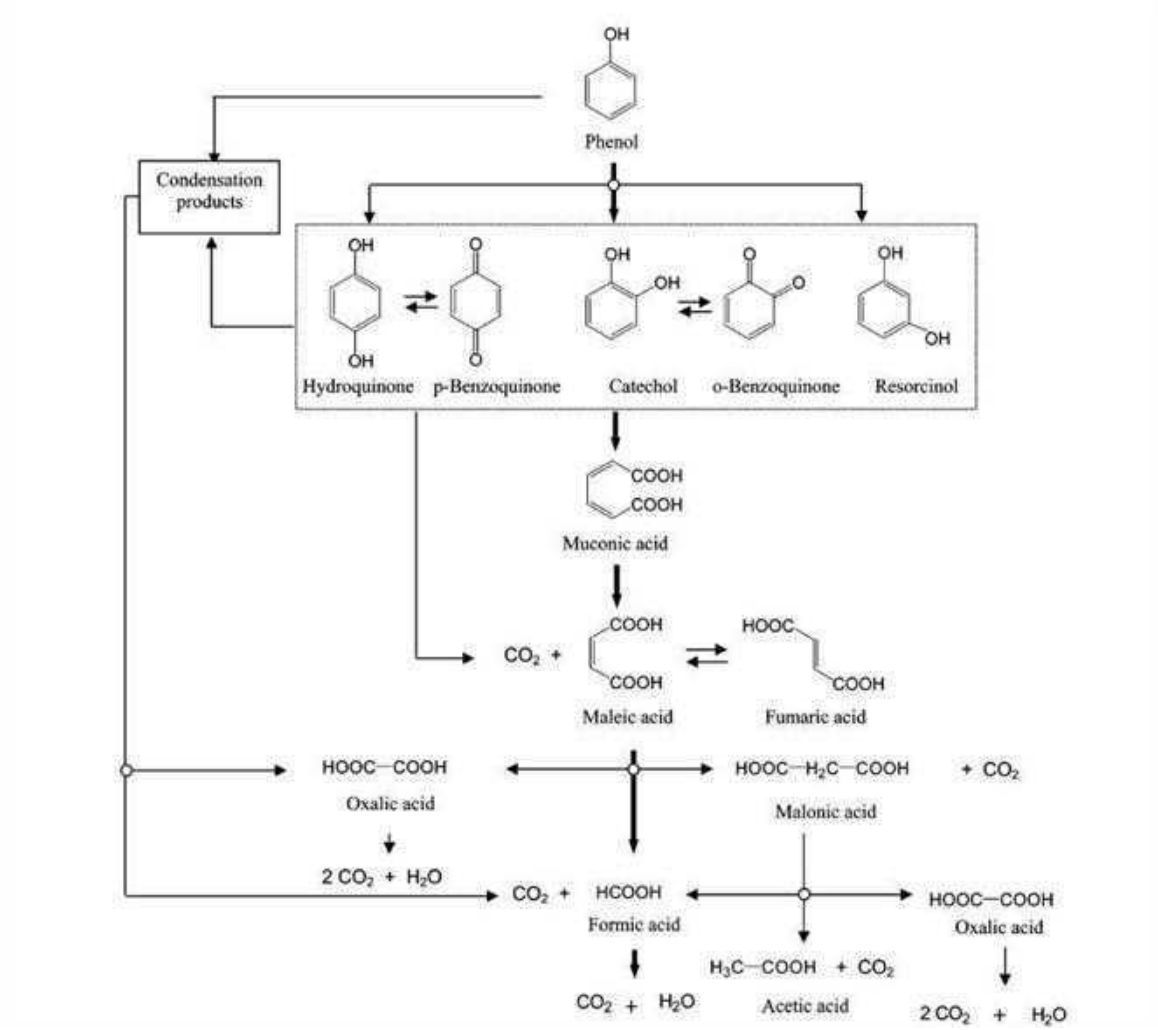
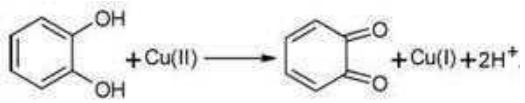


Figura 1: Mecanismo proposto para oxidação do fenol pelos reagentes de Fenton (Zazo *et al.*, 2005).

A cinética dessa reação pode ser afetada substituindo o Fe(II) por Cu(II), gerando uma reação chamada cupro-Fenton (Valenzuela *et al.*, 2008). A reação cupro-Fenton tem sido usada para estudar a degradação de compostos de interesse como corantes sintéticos de antraquinonas, azoquinonas (Shah *et al.*, 2003) e azo-corantes (Aguiar & Ferraz, 2007). Tem sido sugerido que, em soluções aquosas ligeiramente ácidas, Cu(II) pode reagir com catecol (CAT), gerando um intermediário [Cu(II)CAT], que complexa por transferência de elétrons via esfera interna para gerar Cu(I) e a quinona (Eq. 2) (Kamau & Jordan, 2002).



(2)

Buscando entender melhor o mecanismo envolvido, estudou-se neste trabalho, a degradação de fenol através da reação Fenton e cupro-Fenton, utilizando técnicas eletroquímicas aplicadas em análises *in situ*.

2- Experimental:

As reações Fenton foram realizadas em um reator de bancada com capacidade de 1L. Inicialmente foi adicionada ao reator uma solução contendo 10mM de fenol, 0,5mM de Fe(II) ou Cu(II) em pH = 3,0 e o peróxido de hidrogênio adicionado lentamente nos primeiros 60 minutos de reação para evitar a formação de superóxidos. Em intervalos de tempo selecionados, foram coletados 5 mL de amostra da solução e imediatamente foi adicionada 2 gotas de uma solução de NaOH 2,0 M aumentando o pH da solução para ~ 12. O aumento de pH levou a precipitação do íon ferro parando a reação. Após filtração, a amostra foi acidificada em pH em torno de 3,0 para manter as mesmas condições do reator e feito análise do teor de carbono orgânico total (TOC analisador Shimadzu modelo TOC-5000A). Fenol e os principais produtos de degradação foram quantificados por HPLC num equipamento Shimadzu modelo LC-10ADVP equipado com uma coluna C18 (25 cm x 4,60 mm) e detector UV-Vis.

Para a determinação dos intermediários ácidos, foi utilizada uma coluna de troca iônica da marca Hamilton PRP-X300 com detecção em 220 nm usando um detector de UV-VIS da Shimadzu. A fase móvel foi constituída de uma solução aquosa de H2SO4 (pH 2,00±0,02), fluxo de 1 $mL.min^{-1}$, sendo que a temperatura da coluna foi mantida em 30ºC. Antes de serem injetadas na coluna de troca iônica, as amostras foram filtradas em um cartucho C18 previamente ativado com metanol. Esta etapa teve por objetivo retirar os compostos aromáticos remanescentes, uma vez que esses compostos ficam fortemente retidos na coluna de troca iônica, originando bandas largas que prejudicariam as análises. Além disso, quando injetados em altas concentrações, os compostos aromáticos podem ficar irreversivelmente retidos na coluna, danificando-a (Machuleck *et al.*, 2007).

Os experimentos eletroquímicos foram realizados utilizando-se uma cela convencional de três eletrodos sem separação (Figura 2). Foi empregado como ânodo um eletrodo de carbono vítreo com 2 mm de diâmetro, um fio platina como cátodo e como referência o eletrodo de $Ag/AgCl/Cl^-$. Os estudos foram realizados em meio aquoso contendo 0,5 M de Na_2SO_4, em pH = 3,0, ajustado com H_2SO_4.

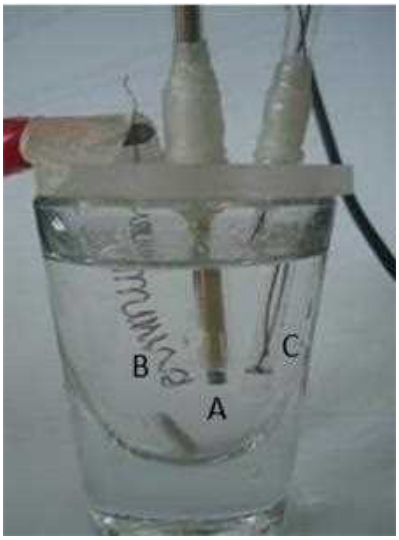


Figura 2: Cela convencional de três eletrodos sem separação, ânodo um eletrodo de carbono vítreo (A) (2 mm de diâmetro), cátodo fio platina (B) e referência o eletrodo de Ag/AgCl/Cl^- (C).

Para auxiliar na compreensão do mecanismo envolvido na reação de Fenton, o comportamento voltamétrico do catecol foi analisado por voltametria cíclica variando-se o meio reacional. A velocidade de degradação do catecol por Fenton e cupro-Fenton foi monitorada através de voltamogramas registrados *in situ* no reator das reações de Fenton. Nesse estudo utilizou-se um Potenciostato/galvanostato PGSTAT 20 da Autolab.

3- Resultados e Discussão:

A eficiência da reação Fenton e cupro-Fenton para a completa degradação de fenol (redução do TOC) foi determinada em função do tempo e é apresentada na Figura 2. A reação de cupro-Fenton apresentou a degradação de apenas 8% do fenol; já na presença do íon Fe(II), o sistema apresenta uma grande velocidade de degradação no início da reação, atingindo a degradação máxima de 45% após 30 minutos de reação, em seguida, o valor do TOC permanece constante. Associando as duas reações Fenton e cupro-Fenton, a degradação atinge 60% de redução ao final da reação (Fig. 3). Para ambas as condições, a degradação não foi total devido à formação de compostos intermediários que interferem na reação de Fenton.

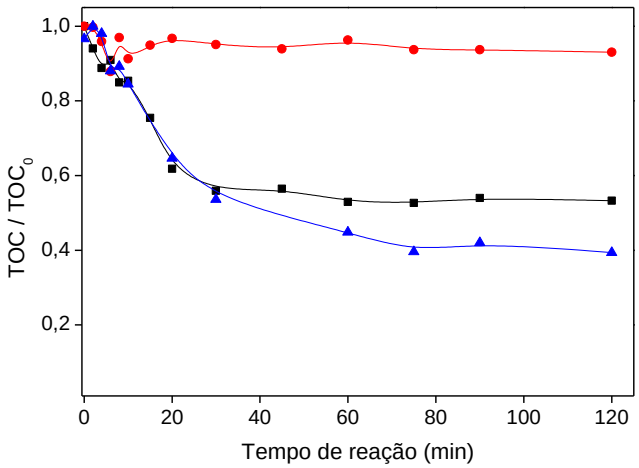


Figura 3: Efeito da adição de íons inorgânicos na degradação de fenol. $[H_2O_2]$ = 200mM, $pH_{inicial}$= 3,0 e T = 30 ºC. Adição de íons: (■) 0,5 mM Fe(II); (●) 0,5 mM Cu(II) e (▲) 0,5 mM Fe(II) + 0,5 mM Cu(II). $[fenol]_{inicial}$ = 10 mM

Na análise dos compostos intermediários por cromatografia, verificou-se inicialmente a formação de catecol, sendo que este atua como catalisador da reação Fenton clássica (Zanta *et al.*, 2010) e cupro-Fenton (Valenzuela *et al.*, 2008) devido à regeneração dos íons Fe(II) e Cu(I) (Eq. 2), porém, na presença de íon Cu(II) a quantidade de catecol gerado foi muito menor, justificando seu menor efeito catalítico para a degradação do fenol.

A análise dos compostos orgânicos presentes no final da reação mostra a formação e a degradação dos ácidos oxálico (AO) (Fig. 4) e fórmico (AF) (Fig. 5), sendo que AO não é degradado na presença de Fe(II), pois forma o complexo oxalato férrico, removendo o ferro livre da solução, diminuindo a eficiência da reação de Fenton. Na reação de Fenton + cupro-Fenton tem-se a oxidação desses ácidos alifáticos, resultando numa menor concentração final de TOC, conforme apresentado na Figura 3.

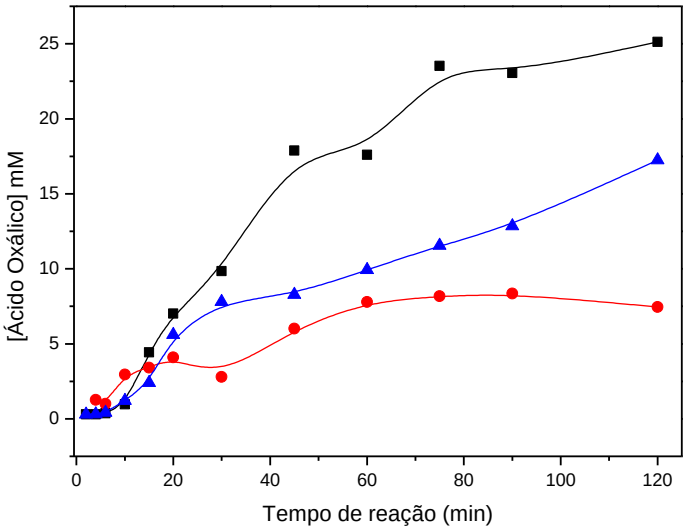


Figura 4: Variação da concentração de ácido oxálico com o tempo. Efeito da adição de íons inorgânicos na degradação de 10 mM de fenol. [H_2O_2] = 200mM, $pH_{inicial}$= 3,0 e T = 30 ºC. Adição de íons: (■) 0,5 mM Fe(II); (●) 0,5 mM Cu(II) e (▲) 0,5 mM Fe(II) + 0,5 mM Cu(II).

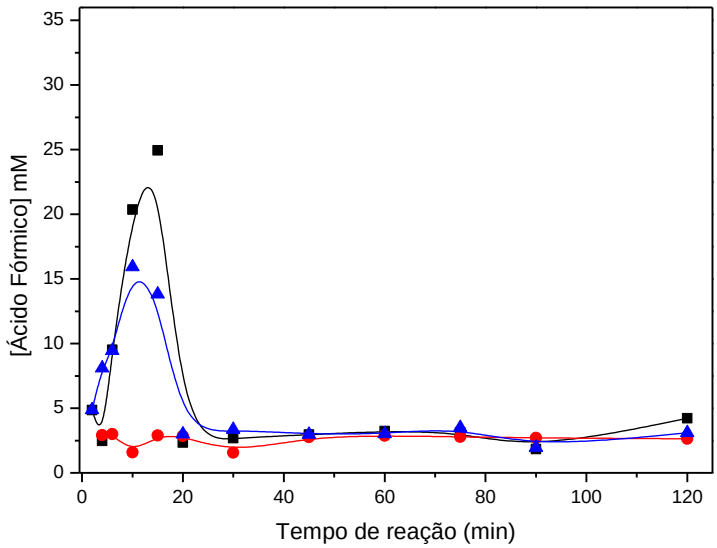


Figura 5: Variação da concentração de ácido fórmico com o tempo. Efeito da adição de íons inorgânicos na degradação de 10 mM de fenol. [H_2O_2] = 200mM, $pH_{inicial}$= 3,0 e T = 30 ºC. Adição de íons: (■) 0,5 mM Fe(II); (●) 0,5 mM Cu(II) e (▲) 0,5 mM Fe(II) + 0,5 mM Cu(II).

No comportamento voltamétrico do catecol foi observado um par de picos quase reversíveis, correspondentes à transferência de dois elétrons refletindo, a transformação de catecol em *o*-benzoquinona (Sharokhian & Hamzehloei, 2003; Fakhari *et al.*, 2005). A adição de Fe(II) provoca um aumento nas correntes anódicas e catódicas do catecol, indicando efeito catalítico (Fig. 6) na oxidação dos pares catecol/quinona/hidroquinona (Zanta *et al.*, 2010).

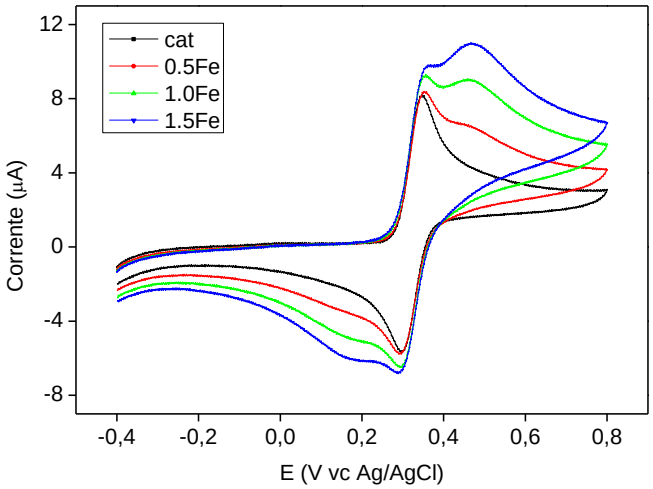


Figura 6: Voltamogramas cíclicos de 0,5mM de catecol em 0,5M Na_2SO_4, pH 3,0 na presença de Fe(II) (A=0,031 cm^2; velocidade de varredura 50 mVs^{-1}).

Na presença do íon Cu(II) observou-se um intenso pico anódico ao redor -0,05V (pico 1) atribuído à oxidação de Cu(I) para Cu(II), um pico 2 atribuído à redução de Cu(II) para Cu(I) e o pico 3 atribuído à redução de Cu(I) para Cu(0) (Figura 7) (Liu *et al.*, 2005). A presença do Cu(II) não provoca alteração no comportamento voltamétrico do catecol.

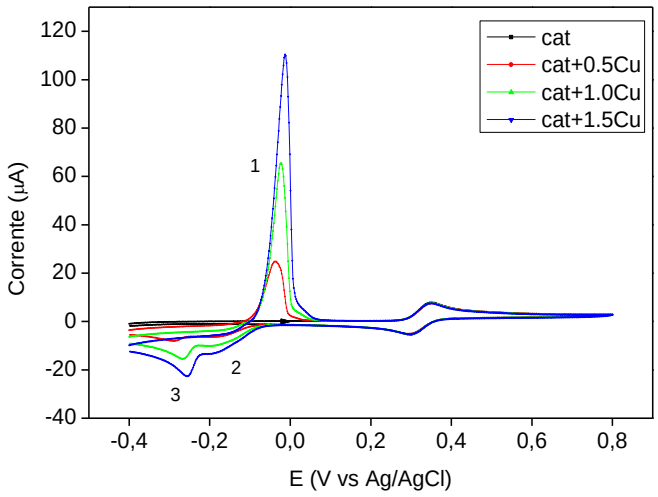


Figura 7: Voltamogramas cíclicos de 0,5mM de catecol em 0,5M Na_2SO_4, pH 3,0 na presença de Cu(II) (A=0,031 cm^2; velocidade de varredura 50 mVs^{-1}).

Voltamogramas cíclicos foram registrados *in situ* no reator durante as reações de Fenton e cupro-Fenton na degradação de 0,5mM de catecol na presença de 0,5 mM de Fe(II) + 0,5 mM de Cu(II). A concentração final de H_2O_2 foi de 25mM, tendo sido adicionado nos primeiros 20 minutos na mesma velocidade das reações feita no reator de bancada (velocidade de 1,25 mM min^{-1}).

Neste estudo observou-se que tanto na reação de Fenton como de cupro-Fenton (Fig. 8 e 9) todo o catecol foi oxidado após 20 minutos de reação, como foi observado pela redução dos picos catódicos e anódicos do catecol. Na reação de Fenton clássica (Fig. 8) o aumento da corrente catódica em -0,4V é atribuída a oxidação/redução do H_2O_2.

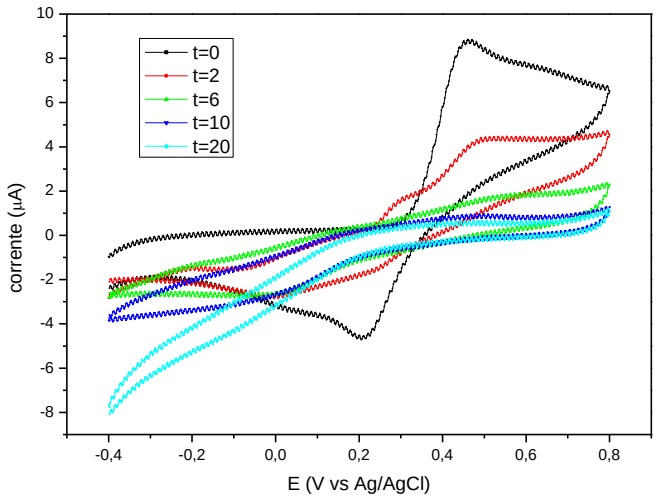


Figura 8: Voltamogramas cíclicos registrados *in situ* no reator de reação Fenton em função do tempo. Condições: 1,0mM de catecol, 0,5mM Fe(II) em pH=3,0. O H_2O_2 foi adicionado continuamente durante a reação (concentração final de 25mM).

Na reação de Fenton + cupro-Fenton (Figura 9) os picos 1, 2 e 3 correspondem à oxidação de Cu(I)/Cu(II), a redução de Cu(II) para Cu(I) e Cu(I) para Cu(0), respectivamente. Com o aumento da concentração de H_2O_2, verifica-se a diminuição do pico 1 e o aumento das bandas referente as transições Cu(II)/Cu(I) e Cu(I)/Cu(0).

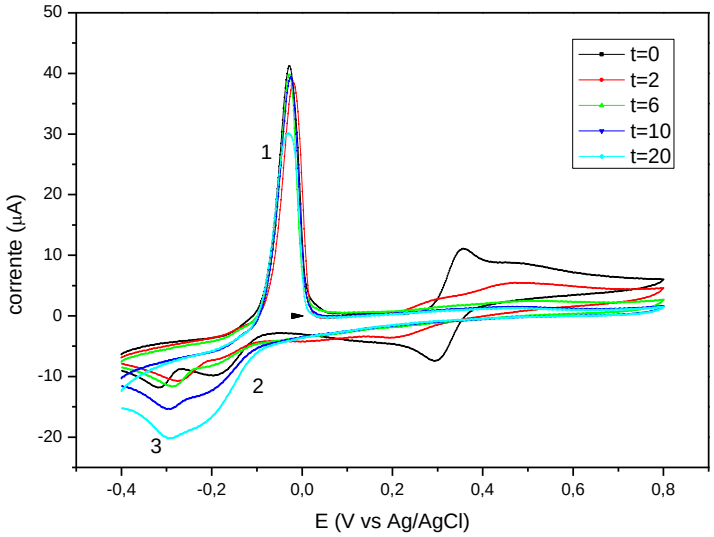


Figura 9: Voltamogramas cíclicos registrados *in situ* no reator de reaçã Fenton + cupro-Fenton em função do tempo. Condições: 1,0mM catecol +0,5mM Fe(II) + 0,5mM Cu(II) em pH=3,0. O H_2O_2 foi adicionado continuamente durante a reação (concentração final de 25mM).

Esse comportamento pode ser associado a diminuição da concentração de Cu(I) e o aumento da concentração de Cu(II) devido as reações de oxidação do Cu(I) por H_2O_2 possivelmente pelo radical $OH^{\cdot}$, como mostrado nas reações a seguir:

$$H_2O_2 + Cu(I) + H^+ \rightarrow OH^{\cdot} + Cu(II) + H_2O \quad (5)$$

$$OH^{\cdot} + Cu(I) + H^+ \rightarrow Cu(II) + H_2O \quad (6)$$

Na presença de H_2O_2, Cu(II) é regenerado via reação Fenton entre Cu(I) e H_2O_2 nas condições experimentais em que radicais $OH^{\cdot}$ são formados. Na presença de excesso de H_2O_2, o radical $OH^{\cdot}$ produzido da oxidação de Cu(I) na solução é consumido por outra molécula de H_2O_2 para produzir $HOO^{\cdot}$ e $O_2^{\cdot -}$ (Liu *et al.*, 2005).

$$H_2O_2 + OH^{\cdot} \rightarrow HOO^{\cdot} + H_2O \leftrightarrow O_2^{\cdot -} + H^+ \quad (7)$$

$$Cu(II) + O_2^{\cdot -} \rightarrow Cu(I) + O_2 \quad (8)$$

$$Cu(II) + HOO^{\cdot} \rightarrow Cu(I) + O_2 + H^+ \quad (9)$$

Nos estudos de degradação do fenol verificou-se que o ácido oxálico inibe a reação de Fenton devido a abstração do ferro livre da solução através da reação de complexação. O efeito inibidor dos ácidos alifáticos na reação de Fenton foi avaliada adicionando 0,5mM dos ácidos oxálico (AO), fórmico (AF) e acético (AA) na reação de degradação de catecol. O comportamento voltamétrico do catecol foi registrado *in situ* e a concentração de catecol avaliada pela corrente de pico anódica, i_{pa} (Fig. 10 e 11).

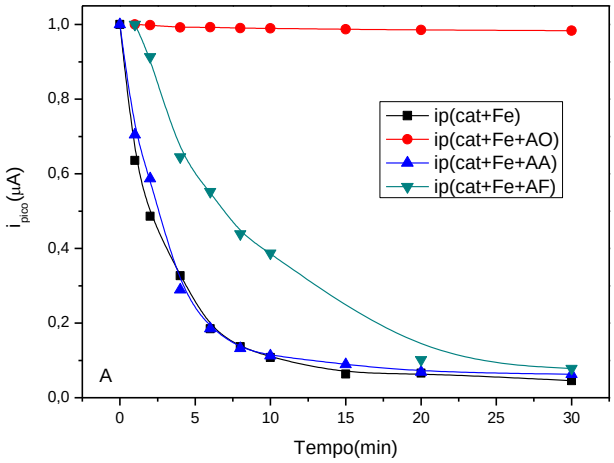


Figura 10: Valores de correntes máximas (i_{pico}) para o catecol na reação Fenton na presença de ácidos orgânicos: (■) ausência, (●) ácido oxálico (AO), (▲) ácido acético (AA) e (▼) ácido fórmico (AF).

Na ausência dos ácidos alifáticos obteve-se a redução de 90% da concentração do catecol tanto para a reação de Fenton quanto para a de cupro-Fenton. Com a adição de ácido oxálico, a oxidação do catecol via reação Fenton + cupro-Fenton (Fig. 11) ocorreu com redução de 30% do catecol, enquanto na reação Fenton clássica basicamente não ocorreu a oxidação do catecol. Isso ocorre devido a complexação dos íons ferro pelo ácido oxálico, abstraindo o ferro disponível, minimizando a reação de Fenton e interrompendo a reação do ciclo redox do catecol com Fe(III)/Fe(II). A redução de 30% da concentração do catecol na reação Fenton + cupro-Fenton na presença de AO ocorreu apenas pela reação dos íons Cu(I)/Cu(II), uma vez que o ferro livre foi removido da solução. Analisando o efeito dos outros ácidos foi observado a seguinte ordem de interação do íon Fe(II) com os ácido orgânicos: AO>>AF>AA.

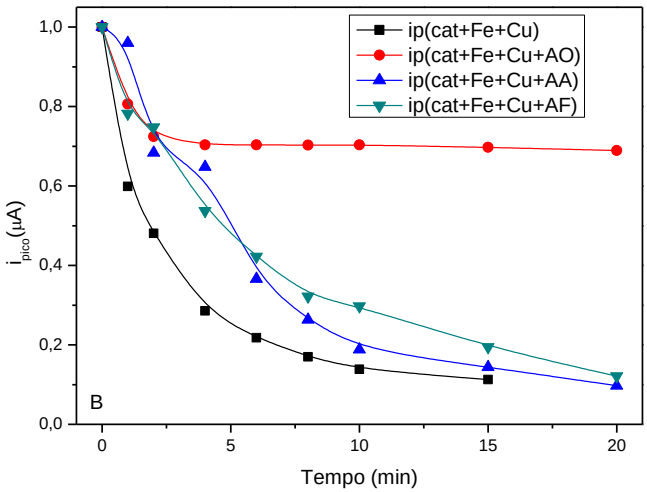


Figura 11: Valores de correntes máximas (i_{pico}) para o catecol na reação Fenton + cupro-Fenton na presença de ácidos orgânicos: (■) ausência, (●) ácido oxálico (AO), (▲) ácido acético (AA) e (▼) ácido fórmico (AF).

Esse estudo comprova o efeito inibidor dos ácidos orgânicos na reação de Fenton dificultando a degradação total, apresentando a concentração de TOC final bastante elevada (Fig. 3). A associação da reação de Fenton com cupro-Fenton aumenta a eficiência do processo, sendo que no final da reação devido a complexação do ferro pelos ácidos alifáticos apenas a reação de cupro-Fenton passa a atuar.

4- CONCLUSÕES:

Os resultados demonstram que íons cobre e ferro aceleram a degradação de fenol e que, na presença desses dois íons, a degradação foi maior. Estudos eletroquímicos e cromatográficos comprovam o efeito redutor do catecol sobre os íons Fe(III)/Fe(II) e Cu(II)/Cu(I), catalisando a degradação do fenol. Comprovou-se também o efeito inibidor do ácido oxálico na reação Fenton clássica devido à formação do complexo oxalato férrico.

5- REFERÊNCIAS:

Aguiar, A.; Ferraz, A. (2007). Fe^{3+} and Cu^{2+} reduction by phenol derivatives associated with Azure B degradation in Fenton-like reactions. *Chemosphere*, 66, 947-954.

Araña, J.; Rendon, E. T.; Doña Rodriguez, J. M.; Melián, J. A. H.; Días, O. G.; Peña, J. P. (2001). Highly concentrated phenolic wastewater treatment by the photo-Fenton reaction, mechanism study by FTIR-ATR. *Chemosphere*, 44, 1017-1023.

Devlin, H. R.; Harris, I. J. (1984). Mechanism of the oxidation of aqueous phenol with dissolved oxygen. *Ind. Eng. Chem. Fundam.* 23, 387-392.

Ding, Z.; Aki, S.; Abraham, M. A. (1995). Catalytic supercritical water oxidation: Phenol conversion and product selectivity. *Environ. Sci. Technol.* 29, 2748-2753.

Esplugas, S.; Giménez, J.; Contreras, S.; Pascual, E.; Rodríguez, M. (2002). Comparison of different advanced oxidation processes for phenol degradation. *Water Research*, 36, 1034-1042.

Fakhari, A.R.; Nematollahi, D. ; Moghaddam, A.B. (2005). Electrochemical study of catechol in the presence of 4,6-dihydroy-2-methylpyridine. *J. Electroanal. Chem.*, 577, 205-210.

Hamoudi, S.; Belkacemi, K.; Larachi, F. (1999). Catalytic oxidation of aqueous phenolic solutions catalyst deactivation and kinetics. *Chem. Eng. Sci.* 54, 3569-3576.

Kamau, P.; Jordan, R. B. (2002). Kinetic study of the oxidation of catechol by aqueous copper (II). *Inorg. Chem.,* 41, 3076-3083.

Kavitha, V.; Palanivelu, K. (2004). The role of ferrous ion in Fenton and photo-Fenton processes for the degradation of phenol. *Chemosphere*, 55, 1235-1243.

Liu, R.; Goodell, B.; Jellison, J.; Amiorbahman, A. (2005). Electrochemical study of 2,3-dihydroxybenzoic acid and its interaction with Cu(II) an H_2O_2 in aqueous solutions: Implications for wood decay. *Environ. Sci. Technol*., 39, 175-180.

Machuleck, Jr., A; Moraes, J. F.; Vautier-Giongo, C.; Silverio, C. A.; Friedrich, L. C.; Nascimento, C. A. O.; Gonzalez, M. C.; Quina, F. H. (2007). Abatement of the inhibitory effect of chloride anions on the photo-Fenton process. *Environ. Sci. Technol.*, *41,* 8459–8463.

Maciel, R.; Sant`Anna Jr., J. L; Dezotti, M. (2004). Phenol removal from high salinity effluents using Fenton`s reagent and photo-Fenton reactions. *Chemosphere* 57, 711-719.

Nogueira, R. F. P.; Alberici, R. M.; Mendes, M. A.; Jardim, W. F.; Eberlin, M. N. (1999). Photocatalytic degradation of phenol and trichloroethylene: on-line and real-time monitoring via membrane introduction mass spectrometry. *Ind. Eng.Chem. Res.* 38, 1754–1758.

Peiró, A. M.; Ayllón, J. A.; Peral, J.; Doménech, X. (2001). TiO2- photocatalyzed degradation of phenol and *ortho*-substituted phenolic compounds. *App. Catal. B: Environ.* 30, 359–373.

Pignatello, J. J.; Oliveros, S.E.; Mackay, A. (2006). Advanced Oxidation Processes for Organic Contaminant Destruction Based on the Fenton Reaction and Related Chemistry. *Crit. Rev. Environ. Sci. and Technol.*, 36, 1-84.

Pintar, A.; Levec, J. (1992). Catalytic oxidation of organics in aqueous solutions – I. Kinetics of phenol oxidation. *J. Catal.* 135, 345-357.

Santos, A.; Yustos, P.; Quintanilla, A.; Garcia-Ochoa, F.; Casas, J. A.; Rodríguez, J. J. (2004). Evolution of toxicity upon wet catalytic oxidation of phenol. *Environ. Sci. Technol.*, 38, 133-138.

Shah, V.; Verma, P.; Stopka, P.; Gabriel, J.; Baldrian, P.; Nerud, F. (2003). Decolorization of dyes witj copper(II)/organic acid/hydrogen peroxide systems. *Applied Catalysis B-Environ.,* 46, 287-292.

Sharokhian, S.; Hamzehloei, A. (2003). Electrochemical oxidation of catechol in the presence of 2-thiouracil: application to electro-organic synthesis. *Electrochem. Commun*., 5, 706-710.

Valenzuela, R.; Contreras, D.; Oviedo C.; Freer J.; Rodriguez, J.(2008). Copper catechol-driven Fenton reactions and their potential role in wood degradation. *Int. Biodeterioration Biodegradation*, 61, 345-350.

Vione, D.; Maurino, V.; Minero, C.; Calza, P.; Pelizzetti, E. (2005). Phenol chlorination and photochlorination in the presence of chloride ions in homogeneous aqueous solution. *Environ. Sci. Technol.* 39, 5066-5075.

Zanta, C. L. P. S.; Friedrich, L. C.; Machulek Jr., A.; Higa, K. M.; Quina, F. Q. (2010). Surfactant degradation by catechol-driven Fenton reaction. *J. Hazard. Mater.,*178, 258-263.

Zazo, J. A.; Casas, J. A; Mohedano, A. F; Gilarranz, M. A; Rodriguez J. J. (2005). Chemical pathway and kinetics of phenol oxidation by Fenton`s reagent. *Environ. Sci. Technol.* 39, 9295-9302.

INVESTIGAÇÃO DOS INTERFERENTES OPERACIONAIS DA ELETROCOAGULAÇÃO NO TRATAMENTO DE LIXIVIADO DE ATERRO SANITÁRIO

Elisa M. SANDER ([1]); Claudia M. R. LIMA ([2]); Raquel M. BORGES ([3]);
Honério C. JESUS ([4])

O presente trabalho foi realizado com o objetivo de contribuir para a melhoria da eficiência dos processos de eletrocoagulação. Para tanto, foi realizado o estudo do comportamento de alguns interferentes da eletrocoagulação, aplicada ao tratamento de lixiviado de aterro sanitário. Os experimentos foram conduzidos em laboratório, utilizando-se um eletrodo composto por 10 placas paralelas de ferro. O sistema foi alimentado por uma fonte de corrente contínua por 180 minutos e em seguida submetido à decantação. As configurações dos experimentos realizados com fins comparativos tiveram os seguintes parâmetros testados: área superficial do eletrodo, volume de lixiviado tratado, temperatura inicial, corrente elétrica e inversões de polaridade. Os resultados demonstraram que os parâmetros área superficial do eletrodo, volume de lixiviado tratado e inversões de polaridade foram determinantes para a estabilidade do sistema, em termos de temperatura e voltagem. Em adição, houve uma influência positiva da elevada temperatura inicial do lixiviado. Neste caso, atingiu-se eficiência de 76,4% de redução de DQO. Em contrapartida, a adoção de elevadas correntes não acarretou melhora na eficiência de remoção de matéria orgânica.

Palavras-Chave: chorume, eletrocoagulação, interferentes, lixiviado de aterro sanitário, tratamento de efluente

([1]) Graduação pelo Instituto Federal do Espírito Santo, Coordenadoria de Saneamento Ambiental – Avenida Vitória 1729, Jucutuquara CEP 29040-780 – Vitória (ES) Brazil emsander@gmail.com +55 (27) 9808 6234
([2]) Pós-Graduação pela Universidade Federal do Espírito Santo – Av. Fernando Ferrari 514 Goiabeiras, CEP 29075-910 – Vitória (ES) Brazil limacmr@terra.com.br +55 (27) 9232 9120
([3]) Pesquisadora do Instituto Federal do Espírito Santo, Coordenadoria de Saneamento Ambiental – Avenida Vitória 1729, Jucutuquara CEP 29040-780 – Vitória (ES) Brazil raquelmb@ifes.edu.br +55 (27) 3331 2237
([4]) Pesquisador da Universidade Federal do Espírito Santo - Av. Fernando Ferrari 514 Goiabeiras, CEP 29075-910 – Vitória (ES) Brazil honerio2@cce.ufes.br +55 (27) 3335 7669

1 INTRODUÇÃO

A aplicação do processo de eletrocoagulação para o tratamento de efluentes encontra-se em franca expansão, sobretudo para efluentes com reduzida biodegradabilidade. Estudos com lixiviado de aterros sanitários têm demonstrado resultados promissores na remoção de diversos poluentes, especialmente devido à elevada condutividade deste tipo de efluente, que favorece o tratamento. Os reatores utilizados no processo de eletrocoagulação contêm placas metálicas de sacrifício, que liberam íons metálicos a partir da aplicação de um potencial elétrico. O coagulante é, portanto, gerado *in situ*, por meio da oxidação eletrolítica do material metálico, o que torna desnecessária a adição dos coagulantes químicos convencionais (Mollah *et al*., 2001; Crespilho e Rezende, 2004).

Algumas limitações do processo de tratamento por eletrocoagulação, entretanto, tem sido observadas, tais como: a necessidade de suporte para a manutenção eletromecânica (não devendo ser implantado em áreas de difícil acesso), o elevado custo energético do tratamento e a necessidade de maior controle operacional (Giordano, 2003; Hamada *et al*, 2002). Adicionalmente, estudos visando à otimização do processo têm considerado os fatores interferentes como pH, tempo de reação, temperatura, condutividade, densidade de corrente, arranjo físico e material dos eletrodos (Chen, 2004; Ilhan *et al*, 2008).

O presente estudo foi realizado com o objetivo de contribuir para a elucidação do comportamento de interferentes operacionais, tais como área superficial e inversões de polaridade dos eletrodos, temperatura inicial e volume de efluente em tratamento e corrente elétrica no processo de eletrocoagulação aplicado ao tratamento de lixiviados de aterros sanitários.

2 MATERIAL E MÉTODOS

2.1 Delineamento do estudo e Aquisição das amostras

As amostras de lixiviado utilizadas nos ensaios experimentais foram provenientes de um aterro sanitário localizado no município de Aracruz (ES - Brazil), em operação desde 2000. Perfazendo um total de cinco campanhas, as amostragens foram realizadas diretamente no tanque de homogeneização de lixiviados gerados em células com aproximadamente 6 e 10 anos de operação, tendo sido a última encerrada em 2006. As amostras coletadas (20 L) foram imediatamente conduzidas ao laboratório e preservadas a 4ºC até o momento da realização dos ensaios.

2.2 Descrição do Protótipo

Os experimentos foram conduzidos em batelada, em escala de bancada, com a utilização de um reator de vidro, no qual se inseriu um agitador e um eletrodo de ferro acoplado a uma fonte de corrente contínua.

Dois diferentes eletrodos, com áreas efetivas totais 418 cm^2 e 180 cm^2, foram utilizados nos ensaios experimentais, ambos constituídos por cinco pares de placas de ferro paralelas,

com espessura de 1,5 mm e espaçamento de 5 mm entre as placas, conforme ilustra a Figura 1.

A alimentação do eletrodo foi realizada com o auxílio de três fontes externas *Minipa*, modelo MPS-3003, ligadas em paralelo, que geraram uma corrente elétrica contínua conforme ilustra a Figura 2. Um multímetro acoplado às fontes indicou a tensão elétrica entre as placas e controlou a corrente elétrica que circulava na solução a ser tratada. A corrente elétrica utilizada foi fixada, de forma que a tensão elétrica (ou voltagem) fosse proporcional à corrente aplicada e dependente da condutividade da solução.

2.3 Planejamento dos Experimentos

Para se avaliar os interferentes operacionais do processo, ensaios experimentais com diferentes configurações de parâmetros estruturais e operacionais foram realizados e posteriormente comparados com a utilização de gráficos.

Uma configuração inicial dos parâmetros foi estabelecida, sendo denominada configuração de partida C_0. Esta configuração foi testada em dois ensaios experimentais, C_0I (Figura 2) e C_0II, e foi o ponto de partida para a definição das configurações estabelecidas para os demais experimentos (Tabela 1). Cada comparação realizada entre os ensaios pode ser observada seguindo-se os padrões de cores apresentadas também na Tabela 1.

Tabela 1 – Configuração dos parâmetros estruturais e operacionais utilizados nos experimentos C_0 a C_{10}.

	Parâmetros Estruturais				Parâmetros Operacionais				
	Tipo Placa/ Área (cm^2)		Volume Efluente (L)	Agita-ção	T_0 (^oC)	Intervalo Inversão (Min)	TDI[2] (Min)	i (A)	Densidade Corrente[3] (mA/ cm^2)
C_0[1]	Médio	418	2,5	Mec	24	30	-	9	22
C_1	Médio	418	1,8	Mag	24	30	10	9	22
C_2	Peq.	180	1,8	Mag	24	30	10	9	50
C_3	Peq.	180	0,6	Mag	24	30	15	9	50
C_4	Peq.	180	0,6	Mag	24	30	10	9	50
C_5	Médio	418	2,5	Mec	24	-	-	9	22
C_6	Médio	418	2,5	Mec	50	30	-	9	22
C_7	Médio	418	2,5	Mec	10	30	-	9	22
C_8	Médio	418	2,5	Mec	24	30	-	18	43
C_9	Médio	418	2,5	Mec	24	30	-	12	29
C_{10}	Médio	418	2,5	Mec	24	30	-	3	7

[1] – C_0 – Configuração de ensaios realizados em duplicata (C_0I e C_0II);
[2] – TDI– Tempo de Decantação Intermediária. Decantação realizada, por questões operacionais, previamente a cada coleta das amostras de lixiviado em tratamento.
[3] – Densidade de corrente. Valores calculados dividindo-se a corrente empregada (A) pela área efetiva do eletrodo (cm^2).

2.4 Realização dos Ensaios

Previamente a cada ensaio, os eletrodos foram submetidos a limpeza em solução de HCl, a fim de retirar todas as impurezas aderidas à superfície das placas. As amostras de lixiviado utilizadas nos ensaios foram aquecidas em banho maria até atingir a temperatura desejada.

Os ensaios experimentais foram realizados em 2 etapas (Figura 3), a saber:

- Etapa 1. Reação: durante 180 minutos, sob agitação constante. Nesta etapa, 12 mL de amostras de lixiviado (bruto e tratado) foram coletadas em tubos de ensaio de polipropileno, a cada 30 minutos.
- Etapa 2. Decantação das amostras contidas nos tubos de ensaio em aproximadamente 24 horas, sob refrigeração.

Após estas etapas, os sobrenadantes de cada amostra foram submetidos às determinações analíticas de Demanda Química de Oxigênio (DQO) pelo método colorimétrico, de acordo com o Standard Methods (APHA, 2005), a fim de se avaliar a eficiência do tratamento em cada situação operacional proposta.



Figura 1 – Eletrodo utilizado nos ensaios experimentais. Área total efetiva = 418 cm^2.



Figura 2 – Ensaio de partida C_0I, com três fontes ligadas em paralelo (corrente de 9A), agitador mecânico e reator contendo 2,5 L de lixiviado.

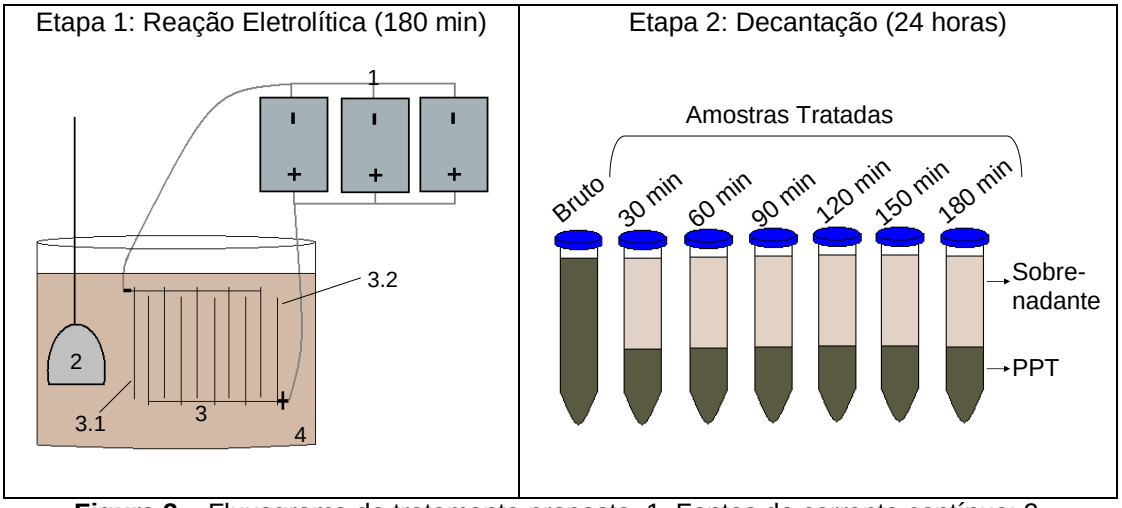


Figura 3 – Fluxograma do tratamento proposto. 1. Fontes de corrente contínua; 2. Agitador; 3. Eletrodo; 3.1. Catodo; 3.2. Anodo; 4. Eletrólito

2.5 Estimativas de consumo energético e consumo de placas metálicas

Os custos energéticos do tratamento foram estimados considerando a tensão elétrica e a corrente elétrica aplicadas ao sistema, o tempo de reação e o volume de efluente tratado, conforme a relação proposta por Kobya *et al* (2006) em Wimmer (2007).

O consumo das placas metálicas, por sua vez, foi calculado por meio da Lei de Faraday. Neste caso, a massa consumida das placas dos eletrodos de ferro pode ser estimada por 1041 mg/Ah (Crespilho e Rezende, 2004).

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Considerações iniciais

Os resultados dos ensaios experimentais conduzidos sob diferentes configurações estruturais e operacionais encontram-se resumidos na Tabela 2. As reduções de DQO variaram de 19,0 a 76,4% ao final de 180 minutos de tratamento, dependendo das faixas dos parâmetros utilizados. Observou-se que a tendência geral da temperatura e da voltagem é se elevar durante o processo de tratamento (Figuras 4 a 7). Este aumento de temperatura pode ser resultado das reações eletrolíticas, dependendo do tempo de contato. Estudos indicam que isto facilita a remoção de amônia, que tende a se desprenderr do sistema aderida às bolhas de gases formados em volta dos catodos (Ilhan *et al*., 2008).

Cabe ressaltar que decantações intermediárias do lixiviado (realizadas em alguns ensaios previamente às coletas das amostras) podem resultar em pequenas quedas de temperatura ao longo do tratamento, podendo causar alterações nos padrões citados acima.

Observa-se que, conforme esperado, a redução de DQO foi mais acentuada durante os primeiros 60 minutos de tratamento, tendendo a se estabilizar após este período. Este comportamento sugere também a possibilidade de passivação do eletrodo ao longo do experimento, que dificulta a dispersão dos íons e prejudica as reações.

3.2 Efeito da área das placas

Comparando-se os ensaios C_1 e C_2, percebeu-se que a temperatura atingida em 180 minutos de tratamento foi consideravelmente menor quando utilizadas placas com maiores áreas superficiais. As placas de áreas superficiais maiores demonstraram também maior estabilidade no que se refere à variação de voltagem (Figuras 8 e 9). De fato, em C_1, somente após 120 minutos de tratamento é que observou-se um aumento considerável da voltagem requerida. O aumento antecipado da voltagem, observada no tratamento C_2, com menor área de eletrodo, pode ser atribuída ao acúmulo de óxidos na superfície do eletrodo, formando uma crosta. Entende-se que tendo menor área para se depositar, acaba por formar uma camada mais espessa em tempo menor do que seria formado em uma superfície mais ampla.

Apesar dos diferentes comportamentos de temperatura e voltagem, não foram observadas diferenças significativas de redução de DQO entre os dois processos: 38,5% com o eletrodo médio (C_1) e 40,9% com o eletrodo pequeno (C_2). Isto demonstra que houve um gasto energético desnecessário no aquecimento do sistema de tratamento quando utilizados eletrodos pequenos, indicando melhores possibilidades de se efetuar tratamentos com eletrodos de áreas superficiais maiores (considerando a mesma corrente empregada), visto que acarretam maior estabilidade ao sistema e consequente menor gasto energético. Isto é reforçado pela lei de Faraday, que considera que a quantidade de metal liberado através de uma placa depende apenas da corrente aplicada, e não da área desta placa.

Tabela 2 - Configuração final dos principais parâmetros estruturais e operacionais utilizados nos experimentos, assim como os resultados de redução de DQO, voltagem média requerida, consumo energético e massa de Fe consumida, obtidos ao fim dos tratamentos.

	Parâmetros Estruturais		Parâmetros Operacionais			Resultados			
	Área (cm^2)	Vol. Efl. (L)	T_0 (^oC)	I (A)	Dens. Cor. (mA/cm^2)	Redução DQO (%) (180 min)	Cons. Energ. ($kW.h/ m^3$)	Massa Fe Cons. (g)	Massa/ Vol $(kg/m^3)^4$
C_0I	418	2,5	24	9	22	41,7	42	28	11
C_0II	418	2,5	24	9	22	43,1	38	28	11
C_1	418	1,8	24	9	22	38,5	59	28	16
C_2	180	1,8	24	9	50	40,9	83	28	16
C_3^1	180	0,6	24	9	50	45,1	188	19	31
C_4^1	180	0,6	24	9	50	43,0	165	19	31
C_5^2	418	2,5	24	9	22	39,6	63	28	11
C_6	418	2,5	50	9	22	76,4	39	28	11
C_7	418	2,5	10	9	22	42,5	43	28	11
C_8^3	418	2,5	24	18	43	36,3	-	56	22
C_9^3	418	2,5	24	12	29	37,0	-	37	15
C_{10}	418	2,5	24	3	7	19,0	9	9	4

[1] – Resultados de DQO e Voltagem média foram, por questões operacionais, excepcionalmente medidos a 120 minutos de tratamento.
[2] – Experimento realizado sem intervalo de inversões. Todos os demais experimentos foram realizados com inversões de polaridade a cada 30 min.
[3] – Experimentos realizados sem monitoramento da voltagem.
[4] – Relação: massa de Fe consumida por volume de efluente tratado.

3.3 Efeito do volume de tratamento

O volume de 0,6 L utilizado nos ensaios C_3 e C_4, provocou um aumento considerável da temperatura do lixiviado, atingindo 73ºC em 120 minutos. Devido à elevada temperatura e por problemas operacionais com o agitador magnético, não foi possível continuar o tratamento até os 180 minutos. As eficiências de 45,1% e 43,0% obtidas (para C_3 e C_4, respectivamente) são, portanto, relativas a apenas 120 minutos de tratamento. O ensaio realizado com volume de 1,8 L (C_2), por sua vez, obteve eficiência de redução de DQO de 39,0% em 120 minutos, não sendo esta considerada significativamente menor que as demais. Entretanto, os resultados sugerem a ocorrência de uma estabilidade relativamente maior no processo operado com maior volume de lixiviado durante os primeiros 90 minutos de tratamento, comprovada pela menor variação de voltagem e de temperatura (Figuras 10 e 11).

3.4 Efeito da temperatura inicial

Ao fazer a avaliação dos resultados obtidos dos testes C_0 (T_0 = 24ºC) e C_6 (T_0 = 50ºC), percebe-se que aquele realizado à temperatura inicial mais elevada acarretou maior estabilidade de voltagem requerida. Neste caso, mesmo com inversões de polaridade a cada 30 minutos, a voltagem não se reduziu. Este comportamento sugere a provável ocorrência de aumento de solubilidade dos óxidos formadores de filmes em temperatura elevada, o que pode ter impedido sua fixação à superfície das placas do eletrodo. Assim, pode-se considerar até mesmo a possibilidade de o sistema suportar maior tempo de trabalho sem que sejam realizadas as inversões de polaridade. De fato, em pesquisa com a utilização de eletrodos de alumínio, o aumento da eficiência de corrente com a temperatura foi atribuída ao aumento da atividade de destruição do filme de óxido de alumínio na superfície do eletrodo (Pazenko *et al*., 1985).

Durante o tratamento C_6, a temperatura comportou-se de maneira inversa aos demais ensaios, visto que houve um decaimento desta até atingir 38ºC. Em adição, a redução de DQO observada nesta configuração de tratamento foi consideravelmente maior (76,4%) que à realizada sob mesma configuração, mas à temperatura ambiente, C_0I e C_0II (41,7% e 43,1%, respectivamente). A redução da temperatura neste experimento pode ser justificada a partir da observação de que a temperatura ambiente, no local de realização dos ensaios, era em torno de 23ºC. No caso de C_6, como a temperatura inicial foi elevada, a temperatura tenderia a reduzir-se para equilibrar com a temperatura do ambiente (Figura 12). Resultado semelhante foi observado em testes de eletrocoagulação para o tratamento de efluentes de uma petroquímica, tanto com relação à melhora da eficiência de tratamento com elevadas

temperaturas (no caso, 42°C) quanto ao decaimento desta durante o ensaio (Wimmer, 2007). Entretanto, vale ressaltar que há indícios de que a eficiência do processo comece a diminuir a partir de 60°C (Crespilho e Rezende, 2004).

Em contrapartida, o teste C_7, conduzido à temperatura inicial de 10ºC, não apresentou diferença significativa na remoção de matéria orgânica (42,5%), quando comparado aos testes C_0. No entanto, ainda comparado a C_0, C_7 demonstrou uma estabilidade pouco maior na voltagem requerida para manutenção da corrente em 9 A até 150 minutos de tratamento (Figura 13).

3.5 Inversões de polaridade e passivação do eletrodo

Embora se observe uma tendência geral de aumento de voltagem ao longo do processo de tratamento, as inversões periódicas de polaridade provocam quedas de voltagem, como mostram os tratamentos C_0 (Figuras 5 e 7). Quando este procedimento não é realizado, a exemplo do experimento C_5, há um leve e contínuo incremento de voltagem durante todo o processo (Figura 15).

No caso de C_0, as inversões da polaridade funcionaram então como um mecanismo equilibrador da voltagem, visto que provocava o desprendimento dos óxidos dos eletrodos periodicamente, facilitando a passagem da corrente elétrica e impedindo o aumento exagerado da voltagem, motivo provável pelo qual ocorriam as quedas de voltagem nestes momentos. Assume-se que a queda de voltagem observada aos 120 minutos de tratamento (em C_5) tenha ocorrido devido ao desprendimento do óxido, provocado pela agitação no sistema. Este desprendimento só foi possível, entretanto, devido à grande quantidade de material que havia se depositado desde o início do tratamento, o que acabou por tornar instável a crosta formada.

Sabendo-se que, na eletrocoagulação, o material metálico do anodo será oxidado através das reações eletroquímicas e irá sofrer corrosão, e sabendo-se que o catodo será submetido à passivação (Mollah., *et al*, 2001), entende-se o motivo pelo qual a alternância de corrente a cada 30 minutos é favorável ao tratamento. Neste caso, o sítio das reações (oxidação/redução) é invertido a cada inversão de polaridade, interrompendo a formação do óxido passivador e permitindo que os compostos ali presentes sofram outras reações que podem até minimizar esta crosta.

A temperatura, assim como a voltagem, também sofreu aumento maior em C_5, atingindo aproximadamente 50°C, enquanto em C_0 as temperaturas atingidas foram apenas 32 e 38°C, todos em 180 minutos (Figura 16). Este é um indicador de que o sistema seria prejudicado pela não execução de inversão de polaridade, visto que parte da energia gasta para o tratamento foi convertida para aquecer o sistema sem que houvesse melhora na eficiência de tratamento, tendo esta permanecido em torno de 40,0% em todas as situações exemplificadas.

3.6 Efeito da aplicação de correntes elétricas elevadas

A aplicação de correntes elétricas elevadas nos ensaios C_8 (18 A) e C_9 (12 A) acarretou uma redução de DQO variando de 36,3 a 37,0%, após 180 minutos de tratamento. Quando comparados aos ensaios C_0I e C_0II, realizados com 9 A, os testes conduzidos a elevadas correntes apresentaram eficiências de redução de DQO ligeiramente menores (Figura 17).

De fato, apenas um pequeno aumento na taxa de remoção de matéria orgânica foi observado por Cossu *et al* (1998), quando uma densidade de corrente maior que 15 mA/cm^2 foi utilizada. Esta informação corrobora com os resultados dos experimentos. Como pode observado na Tabela 2, houve pequena variação de redução de DQO quando utilizadas densidades de corrente variando de 22 a 50 mA/cm^2.

Apesar de não terem sido monitoradas a voltagem e a formação de crostas de óxidos nos experimentos realizados a 12 e 18A, este fato pode demonstrar que o aumento exagerado da corrente aplicada ao sistema acarreta não somente um consumo maior de energia, mas também a perda na eficiência do sistema de tratamento. Em contrapartida, o monitoramento da voltagem requerida durante aplicação da corrente de 3 A, no teste C_{10}, revelou a manutenção de uma voltagem muito baixa (Figura 18). Neste caso, houve uma redução de apenas 19,0% da DQO, sendo esta a menor eficiência encontrada dentre todos os experimentos (Figura 17).

Em outro estudo com eletrocoagulação para o tratamento de lixiviado, observou-se que a redução da DQO é consideravelmente maior quando são aplicadas voltagens mais elevadas (10 e 15 V), em oposição às baixas voltagens de 2 a 5 V (Tsai *et al*., 1997). Considerando-se que a corrente gerada no referido estudo possa ter sido menor, devido a um maior espaçamento entre as placas, ressalta-se a importância de se avaliar conjuntamente demais parâmetros, tais como o espaçamento e a área efetiva das placas.

Observando-se o comportamento da temperatura, nota-se que esta varia conforme a corrente aplicada. Conforme ilustra a Figura 19, percebe-se que quanto maior o valor da corrente aplicada, mais alta será a temperatura atingida ao final do tratamento. Considerando-se que a remoção de matéria orgânica foi similar nos experimentos de 9, 12 e 18 A, há indícios de que a temperatura possa ser mais um indicativo de ocorrência de sobrecarga no sistema quando elevadas correntes são aplicadas.

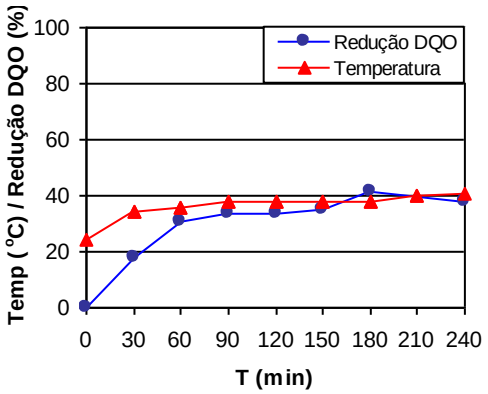


Figura 4 – Comportamento de Temperatura e DQO durante o ensaio **C_0 I**. Condições: A = 418 cm^2; Vol = 2,5 L; Agit. Mec.; T_0 = 24°C; Int. Inv. = 30 min ; S/ TDI; I = 9 A.

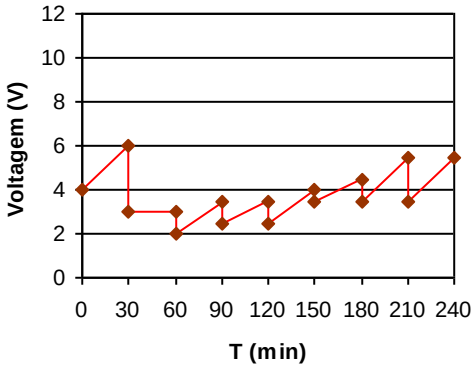


Figura 5 – Comportamento da Voltagem durante o ensaio **C_0 I**. Condições: A = 418 cm^2; Vol = 2,5 L; Agit. Mec.; T_0 = 24°C; Int. Inv. = 30 min ; S/ TDI; I = 9 A.

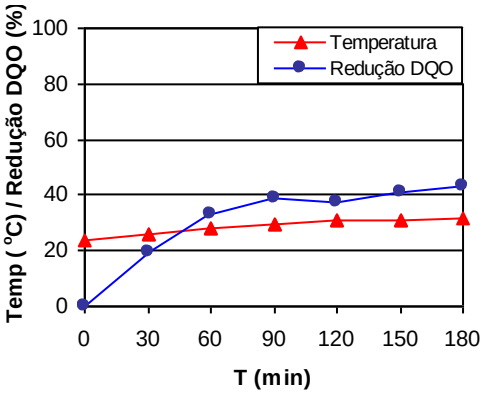


Figura 6 – Comportamento de Temperatura e DQO durante o ensaio **C_0 II**. Condições: A = 418 cm^2; Vol = 2,5 L; Agit. Mec.; T_0 = 24°C; Int. Inv. = 30 min ; S/ TDI; I = 9 A.

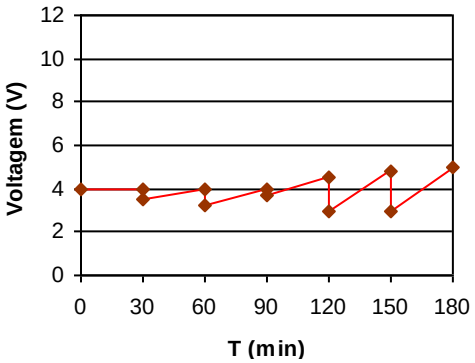


Figura 7 – Comportamento da Voltagem durante o ensaio **C_0 II**. Condições: A = 418 cm^2; Vol = 2,5 L; Agit. Mec.; T_0 = 24°C; Int. Inv. = 30 min ; S/ TDI; I = 9 A.

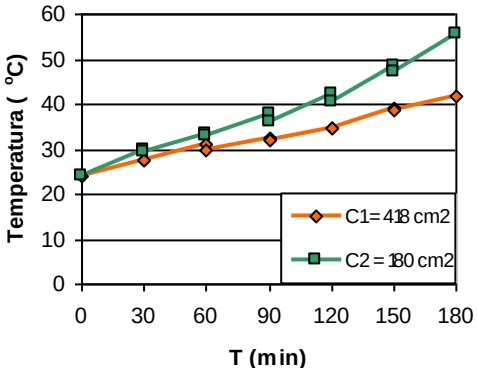


Figura 8 – Comparação do comportamento da temperatura nos experimentos C_1 e C_2.

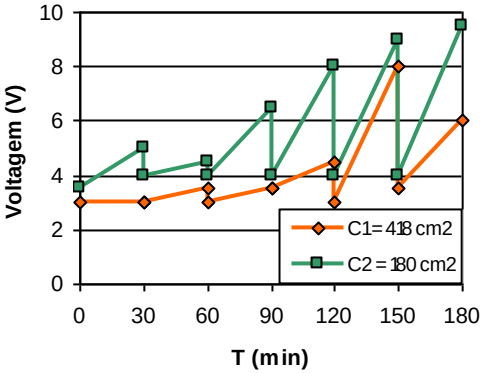


Figura 9 – Comparação do comportamento da voltagem nos experimentos C_1 e C_2.

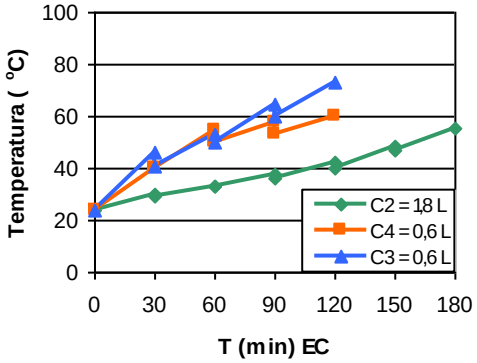


Figura 10 – Comparação do comportamento da temperatura nos experimentos C_2, C_3 e C_4.

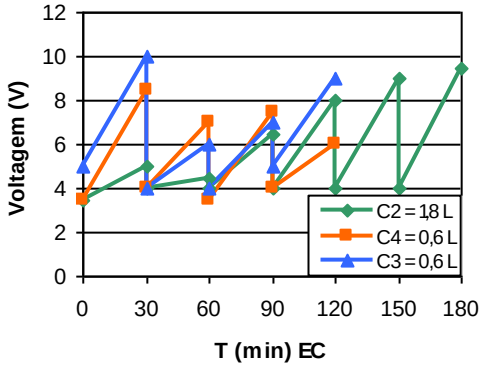


Figura 11 – Comparação do comportamento da voltagem nos experimentos C_2, C_3 e C_4.

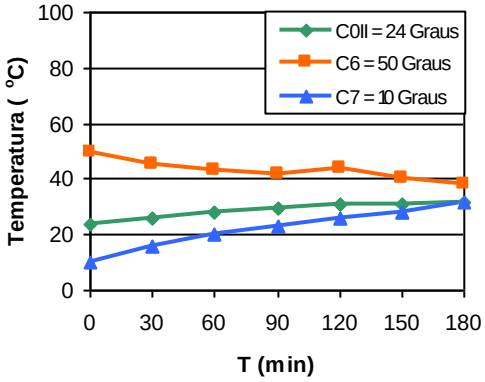


Figura 12 – Comparação do comportamento da temperatura nos experimentos C_6, C_7 e C_oII.

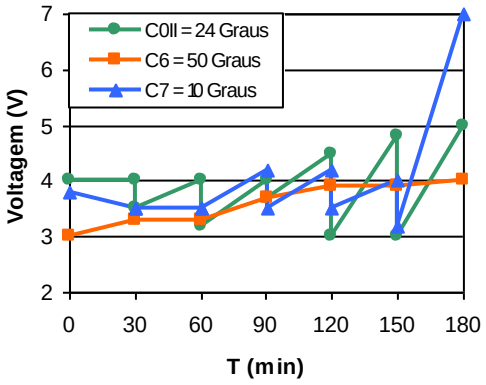


Figura 13 – Comparação do comportamento da voltagem nos experimentos C_6, C_7 e C_oII.

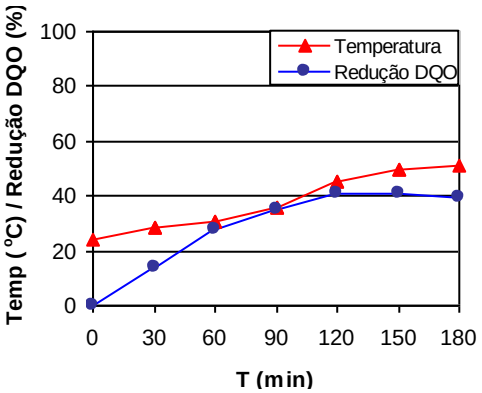


Figura 14 – Comportamento de Temperatura e DQO durante o ensaio **C_5**. Condições: A = 418 cm^2; Vol = 2,5 L; Agit. Mec.; T_0 = 24°C; S/ Int. Inv.; S/ TDI; I = 9 A.

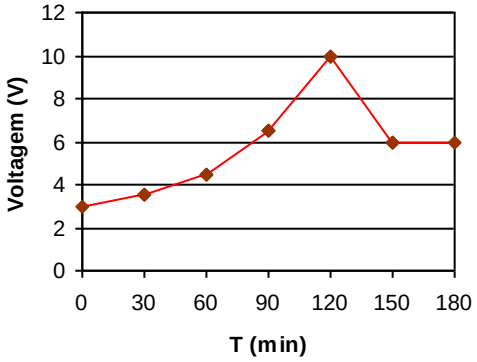


Figura 15 – Comportamento da Voltagem durante o ensaio **C_5**. Condições: A = 418 cm^2; Vol = 2,5 L; Agit. Mec.; T_0 = 24°C; S/ Int. Inv.; S/ TDI; I = 9 A.

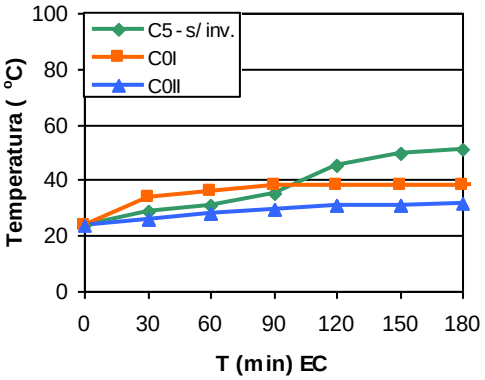


Figura 16 – Comparação do comportamento da temperatura nos experimentos C_5, C_oI e C_oII.

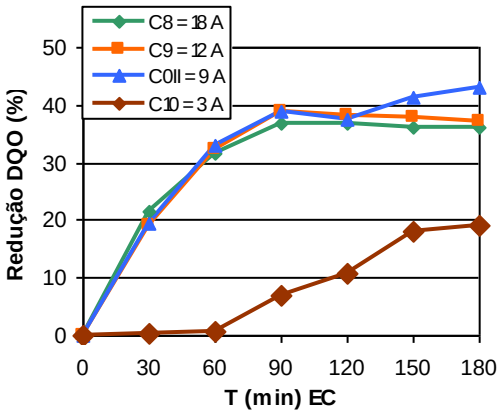


Figura 17 - Comparação do comportamento da DQO nos experimentos C_8,C_9,C_{10} e C_0II.

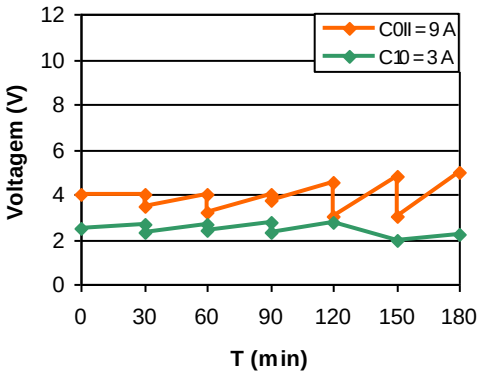


Figura 18 – Comparação do comportamento da voltagem nos experimentos C_{10} e C_0II.

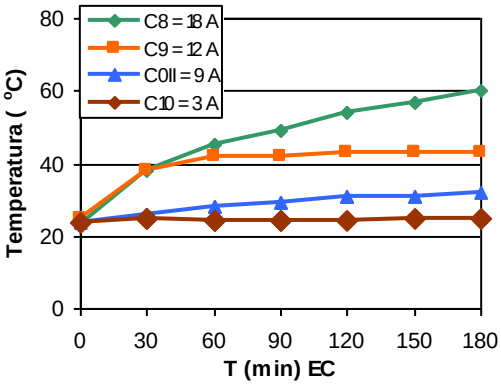


Figura 19 - Comparação do comportamento da temperatura nos experimentos C_8,C_9,C_{10} e C_0II.

3.7 Voltagem e custos operacionais

As estimativas de consumo energético obtidas a partir dos resultados experimentais sugerem haver grandes diferenças de gasto energético entre os sistemas testados. Os experimentos C_3 e C_4 (que utilizaram placas pequenas, com elevada densidade de corrente e volume reduzido), por exemplo, apresentaram gasto energético acima de 160 kWh/m^3 de lixiviado, tendo obtido uma redução de DQO de 43,0 a 45,1% (Tabela 2). Há de se considerar ainda o fato de que os experimentos citados, diferente dos demais, foram realizados em apenas 120 minutos. A manutenção do sistema em operação até os 180 minutos poderia conduzir a um incremento de voltagem e, consequentemente, a um maior custo operacional, sem que necessariamente houvesse redução adicional de DQO.

Em contrapartida, pode-se observar que alguns experimentos que utilizaram a mesma corrente de 9 A tiveram um gasto energético bem reduzido (C_0I, C_0II, C_1, C_5 e C_7), e atingiram uma eficiência de redução de DQO semelhante, entre 38,5% e 43,1%. Eficiência ainda melhor (76,4%) foi obtida no experimento conduzido à elevada temperatura inicial (C_6), consumindo o mínimo de energia. Para elevar a temperatura do lixiviado a 50^{0}C, entretanto, considera-se a possibilidade de utilização de um ebulidor elétrico, que acarretaria um gasto energético adicional de 22 kWh/m^3. Neste caso, comparado aos demais experimentos, assume-se que o consumo final de 61 kWh/m^3 seja ainda adequado, visto que houve elevada redução de DQO. É importante ainda considerar que, para o aquecimento do lixiviado até a temperatura desejada, pode-se realizar a queima do biogás gerado no próprio aterro sanitário, sem gasto energético adicional.

Para uma redução de 58,5% na DQO através da eletrocoagulação, Chiang *et al* (2001) *em* Deng e Englehardt (2007) gastaram 159kWh/m^3 de energia, valor que, se comparado ao presente estudo, seria considerado razoável, levando-se em consideração a remoção de matéria orgânica obtida.

Com relação ao consumo das placas metálicas, considera-se que, segundo a lei de Faraday, massa igual de ferro foi consumida em cada experimento a 9 A (em 180 minutos), o que independe do volume tratado. Assim, percebe-se que houve um desperdício de metal nos ensaios realizados com menor volume de efluente.

Em outro estudo de eletrocoagulação para o tratamento de lixiviado, Ilhan *et al*. (2008) utilizaram as voltagens de 8, 10, 12 e 14 V para que se atingissem as correntes de 1,5; 2; 2,5 e 3 A, respectivamente. O experimento foi realizado ao longo de 30 minutos e o gasto energético calculado foi de cerca de 40 kWh/m^3, com redução de 59,0% de DQO. Quanto ao desgaste das placas de Fe, estimou-se, a partir dos dados fornecidos por Ilhan *et al*. (2008), que tenha sido em torno de 2,6 Kg/m^3, valor bem abaixo daquele ora encontrado. A menor eficiência de redução de DQO, observada no presente estudo, somada à utilização de quantidades maiores de Fe, podem, portanto, ser atribuídas às diferentes características químicas dos poluentes contidos nos lixiviados tratados.

Observa-se que o aumento da voltagem durante a eletrocoagulação, para o tratamento do lixiviado, não acarreta necessariamente maior eficiência na redução de poluentes. Ao contrário, uma voltagem reduzida e constante pode indicar que o processo opera com o mínimo possível de interferentes negativos, além de garantir o menor gasto energético.

4 CONCLUSÕES

A análise dos gráficos obtidos a partir dos ensaios realizados possibilitou concluir que há uma tendência geral de elevação da temperatura e da voltagem com o tempo de tratamento. Além disto, a remoção de matéria orgânica ocorre a taxas mais elevadas durante a primeira hora de funcionamento do sistema.

No presente trabalho, os eletrodos com áreas superficiais maiores apresentam maior estabilidade de temperatura e voltagem, atingindo eficiência de tratamento semelhante aos sistemas com reduzida área superficial. Em adição, eficiências semelhantes de tratamento foram também obtidas em diferentes ensaios a partir do consumo da mesma quantidade de metal, ainda que utilizando diferentes volumes de lixiviado. Assim, indica-se a possibilidade de utilização de uma mesma configuração de sistema para o tratamento de maiores volumes de efluente.

Os ensaios iniciados a elevadas temperaturas apresentaram-se mais eficientes com relação à remoção de matéria orgânica, além de apresentarem menor consumo energético (salvo a energia para o aquecimento). As inversões de polaridade, por sua vez, demonstraram-se um método eficaz para a redução da voltagem advinda da passivação dos eletrodos, o que consequentemente reduz o consumo energético;

Testes com o emprego de correntes elétricas elevadas são ainda necessários, visto que existem indícios de que correntes muito elevadas acarretem uma ligeira redução da eficiência de tratamento e também um aumento desnecessário de consumo energético.

Conclui-se, ainda, que há possibilidade de redução do consumo energético dos sistemas de tratamento através da aplicação de menores densidades de corrente (até o limite de 7 mA/cm^2), maiores volumes de efluente (ponderando a quantidade de Fe liberada), eletrodos com áreas superficiais maiores e com a adoção de inversões de polaridade.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos aos Laboratórios de Química (IFES) e Química Analítica (UFES) e às empresas Brasil Ambiental e Biofibra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

APHA. (2005). Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. 21th Ed. American Public Health Association, Washington.

CHEN, G. H. (2004). Electrochemical technologies in wastewater treatment. *Separation and Purification Technology* 38(1), 11-41.

CRESPILHO, F. N.; REZENDE, M. O. O. (2004). Eletroflotação**:** Princípios e Aplicações. RiMA, São Carlos.

COSSU, R. *et al*. (1998). Electrochemical Treatment of Landfill Leachate: Oxidation at Ti/PbO2 and Ti/SnO2 Anodes. *Environ. Sci. Technol*. 32, 3570-3573.

DENG, Y.; ENGLEHARDT, J. D. (2007). Electrochemical oxidation for landfill leachate treatment. *Waste Management* 27(3), 380-388.

GIORDANO, G. (2003). *Análise e formulação de processos para tratamento dos chorumes gerados em aterros de resíduos sólidos urbanos*. Tese de Doutorado em Ciência dos Materiais e Metalurgia, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

HAMADA, J. *et al*. (2002). Aplicabilidade de processos físico e físico-químico no tratamento do chorume de aterros sanitários. In Anais do VI Simpósio Ítalo-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. Vitória.

ILHAN, F. *et al*. (2008). Treatment of leachate by electrocoagulation using aluminum and iron electrodes. *Journal of Hazardous Materials* 154(1-3), 381-389.

MOLLAH, M. Y. A. *et al*. (2001). Electrocoagulation (EC) — science and applications. *Journal of Hazardous Materials*, 84, 29-41.

PAZENKO, T. Y. *et al*. (1985). Electrocoagulation treatment of oil-containing wastewaters. *Journal of Applied Chemistry of the USSR* 58(11), 2383-2387.

TSAI, C. *et al*. (1997). Electrolysis of soluble organic matter in leachate from landfills. *Water Research* 31(12), 3073-3081.

WIMMER, A. C. S. (2007). *Aplicação do processo eletrolítico no tratamento de efluentes de uma indústria petroquímica*. Dissertação de Mestrado em Ciência dos Materiais e Metalurgia, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

LIGAÇÕES NÃO AUTORIZADAS NA REDE DE DISTRIBUIÇÃO DA REGIÃO DE MANLEU-ANA, DÍLI, TIMOR-LESTE

Elias Pereira MONIZ (1); **Benedita Aparecida da SILVA (2)**

Palavras-chave: Sistema de Abastecimento de Água; Ligações não autorizadas; Dili; Timor-Leste.

1. INTRODUÇÃO

Todas as unidades de um sistema de abastecimento de água, são passíveis de perdas. Ocorrências de ligações não autorizadas na distribuição, levam a prejuízos econômicos e a perda da qualidade da água por contaminações. A República Democrática de Timor-Leste foi reconhecida oficialmente em maio de 2002, após desocupação pela Indonésia em 1999. Os parceiros de desenvolvimento como Japão, Austrália e Portugal, têm promovido desde 1999, grandes investimentos para reabilitação das infra-estruturas do país. No setor de Abastecimento de Água e Saneamento, os serviços são de responsabilidade da Direcção Nacional de Água e Saneamento (DNAS). No Distrito de Dili, o mais urbanizado, e no qual se encontra a capital de mesmo nome, o Departamento de Água e Saneamento do Distrito de Dili (DASDD) atua em 10 zonas de gerenciamento, e suas ações se concentram na produção e distribuição primária e secundária de água (BM e ADB, 2007). Apesar dos esforços, apenas 25-30% da população residente é coberta pelo abastecimento de água canalizada segura, inexistindo rede terciária estruturada. Os níveis atuais de perdas na rede de distribuição na cidade de Dili chegam a 50%, e as receitas geradas cobrem menos de 5% dos custos de operação e manutenção do sistema de abastecimento. O presente estudo teve por objetivo verificar a ocorrência de ligações não autorizadas na rede de distribuição de água na região de Manleu-Ana, e o comprometimento da qualidade da água produzida, como subsídio para melhores práticas de gestão do sistema de abastecimento de Dili.

2. METODOLOGIA

A região de Manleu-Ana, representada pelas Aldeias, Manlewana Lidun, Lesbutak, Efaca e Ramelau é atendida pela rede de distribuição da Estação de Tratamento de Água Bemós. O levantamento do número de ligações não autorizadas ocorreu pelo cruzamento de dados de cadastro de clientes na DASDD, observações a campo com base no Decreto-Lei Nº 4/2004 (RDTL, 2004) e aplicação de questionários, a 40 famílias no período de janeiro a abril de 2009. Amostras de água foram coletadas em 7 pontos desta rede e analisadas com base em parâmetros bacteriológicos do manual UN/ETTA (2000). Ocorrências de doenças de veiculação hídrica no ano de 2008, foram levantadas junto ao Centro de Saúde Clínica Bairro Pite, único disponível para atendimento da população da região de Manleu-Ana.

1-Ministério das Infra-estruturas. Secretaria do Estado Electricidade, Água e Urbanização. Direcção Nacional de Água e Saneamento. Esp. Chefe Departamento de água e Saneamento Distrital. eliasmoniz@yahoo.com.au. Fone: +6707241474. Fax: +6703317151.Timor-Leste

2- Instituto Federal do Espírito Santo-IFES. Profa. Dra. Integrante da Missão de Cooperação Brasil (CAPES/MEC/MRE) – Timor-Leste (ME/TL), 2008/2009. benedita@ifes.edu.br.Fone:+2781856121. Fax:+2733312222. Brasil

3. RESULTADOS E CONCLUSÕES

Os resultados obtidos da análise dos dados coletados, são apresentados na seqüência.

Quadro1: População oficial da região de Manleu-Ana* e número de ligações não autorizadas levantadas na rede de distribuição entre janeiro e abril de 2009

Aldeia	Total Famílias	Total Pessoas	N. de ligações não autorizadas
Efaca	89	640	21
Manlewana Lidun	75	479	10
Lesbutak	87	509	22
Ramelau	97	670	13
Total	**348**	**2298**	**66**

Fonte: *Ministério da Administração Estatal e Desen. do Território Nacional Sub-Distrito Dom Aleixo- 2007

Quadro 2: Níveis de recuperação de bactérias coliformes em amostras de água na região de Manleu-Ana em abril de 2009

Bactérias Contaminantes	Amostras 1	2	3	4	5	6	7
Coliformes	+	+	++++	++	++++	++++	+++

Fonte : Direcção Nacional dos Serviços de Água e Saneamento, abril de 2009
Legenda : + = baixo; ++ = moderado; +++ = elevado ; ++++ = muito elevado

Pontos de coleta: **Amostra 1**: torneira pública- Aldeia de Manlewana Lidun; **Amostra 2:** residência -Aldeia de Ramelau; · **Amostra 3**: torneira pública - Aldeia de Ramelau; **Amostra 4**: residência - Aldeia Efaca; **Amostra 5:** torneira pública - Aldeia de Lesbutak; **Amostra 6:** residência - Aldeia Lesbutak; **Amostra 7**: residência - Aldeia Efaca.

Os registros de ocorrência de doenças de veiculação hídrica na população atendida na Clínica Bairro Pite, para o ano de 2008, indicaram 1327 casos de diarréia e 1004 de disenteria, incluindo as populações masculina e feminina.

Esse estudo permite concluir que a introdução de melhorias na infra-estrutura de distribuição terciária, e gestão do sistema de abastecimento de Dili, são necessárias e urgentes, para garantia dos avanços já alcançados com os investimentos na reabilitação do setor.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a CAPES/ Brasil, pela bolsa concedida e à DNAS/Timor-Leste pela disponibilidade e acesso aos dados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BM, BAD - Banco Mundial & Banco Asiático de Desenvolvimento (2007). *Documento breve sobre desenvolvimento económico e social.*

RDTL - República Democrática de Timor-Leste (2004). Decreto-Lei nº 4, de 11 de fevereiro de 2004. *Aprova o regime de distribuição de água para consumo público.*

UN/ETTA - United Nations/East Timor Transitional Administration (2000). *Guideline number 04 – Guidelines for drinking water quality in East Timo*r.

MACRÓFITAS ÁQUATICAS: AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE FITORREMEDIAÇÃO DE N-NH_3 EM EFLUENTE

Maria Fernanda P.S. GRECO[(1)], Rosana C.S. SCHNEIDER [(2)], Jair PUTZKE [(3)] e Enio L. MACHADO[(4)]

[1] Mestre em Tecnologia Ambiental e Engenheira Ambiental pela UNISC. Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC – Santa Cruz do Sul – RS – Brasil. Contato editorial: ferpre@ibest.com.br Tel.: +55 (51) 9869-8668
[2] Doutora em Química pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul - Profa. do Departamento de Química e Física e do Mestrado em Tecnologia Ambiental da Universidade de Santa Cru do Sul – RS – Brasil. Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC – Santa Cruz do Sul/ RS, Brasil. Contato editorial: rosana@unisc.br Tel.: +55 (51) 3717-7545
[3] Doutor em Botânica pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul - Prof. do Departamento de Biologia e Farmácia e do Mestrado em Tecnologia Ambiental da Universidade de Santa Cruz do Sul – RS – Brasil. Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC – Santa Cruz do Sul/RS, Brasil. Contato editorial: jair@unisc.br Tel.: +55 (51) 3717-7545
[4] Doutor em Engenharia pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul - Profa. do Departamento de Química e Física e do Mestrado em Tecnologia Ambiental da Universidade de Santa Cruz do Sul – RS – Brasil. Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC – Santa Cruz do Sul/RS, Brasil. Contato editorial: enio@unisc.br Tel.: +55 (51) 3717-7545

Resumo

A fitorremediação é das alternativas para a prevenção da poluição em meios hídricos através do uso de sistemas vegetais. E estas espécies, que remediam tais meios, acabam sendo destinadas, na maioria das vezes, a lixões e aterros sanitários. Este trabalho teve como objetivo principal realizar um estudo exploratório com uso de macrófitas aquáticas avaliando o potencial de aproveitamento da biomassa resultante de sistemas de fitorremediação de efluentes sanitários da universidade. O aproveitamento de biomassa foi avaliado em relação à extração de óleo das espécies *Salvinia herzogii* e *Wolfia* sp. A metodologia utilizada foi baseada na realização por extração com ultrassom e após as amostras foram encaminhadas para análise por cromatografia gasosa acoplada a espectrometria de massas. As espécies avaliadas não apresentaram elevado potencial oleaginoso, porém o potencial energético destas espécies ainda pode ser avaliado, em futuros trabalhos, quanto ao teor de celulose que tais espécies contém.

Palavras Chaves: Fitorremediação; Macrófitas Aquáticas; Remoção de N-NH_3.

EMPREGO DE MACRÓFITAS ÁQUATICAS NA FITORREMEDIAÇÃO DE N-NH_3 EM EFLUENTE

INTRODUÇÃO

Com o crescente aumento da população mundial, os recursos naturais estão se tornando cada vez mais escassos. O significado desta redução não se deve apenas a quantidade disponível dos mesmos, mas também a qualidade que estes recursos estão disponíveis.

A água, além de ser um dos principais recursos naturais para a nossa sobrevivência, é um meio que "filtra o ambiente" e carrega várias impurezas produzidas pelo homem, principalmente no que se refere geração de esgotos de centros urbanos, para os meios hídricos.

A falta de saneamento básico além de prejudicar a saúde da população, eleva os gastos da saúde pública com o tratamento às vítimas de doenças causadas pela falta de abastecimento de água adequado, sistema de tratamento de esgoto e coleta de lixo (AMBIENTE BRASIL, 2004). Segundo Andrade et at. (2007), a produção de resíduos domésticos, industriais e agrícolas tem gerado diversos problemas, ocasionando eutrofização dos reservatórios, aumentando a carga de sedimentos depositados, bem como a concentração de metais pesados e outros elementos tóxicos. A eutrofização de lagos e reservatórios se dá devido ao enriquecimento de nutrientes para plantas, principalmente fósforo e nitrogênio, que entram como soluto e se transformam em partículas orgânicas ou inorgânicas (OGASHAWARA, 2006). O processo não é função exclusivamente da presença de nutrientes na água, mas é controlado também por fatores físicos ambientais naturais, entre os quais se destacam a transparência, a temperatura da água, estrutura térmica bem como o regime hidráulico do corpo de água (OGASHAWARA,2006).

A fitorremediação é uma das alternativas para a descontaminação ambiental que envolve o uso de sistemas vegetais e de sua microbiota para remover, degradar ou isolar substâncias tóxicas do ambiente (ARAUJO et al., 2000). Os tratamentos efetuados com macrófitas aquáticas flutuantes se mostraram bastantes promissores (KIM et al., 2005) e vêm sendo utilizados com êxito no tratamento de efluentes urbanos.

OBJETIVOS

Este trabalho teve como objetivo principal avaliar a remoção de nitrogênio amoniacal através do potencial de fitorremediação de sete espécies de macrófitas aquáticas do efluente sanitário gerado na ETE-Estação de tratamento de efluentes da Universidade.

METODOLOGIA

O sistema de fitorremediação instalado foi espécies de com macrófitas flutuantes (enraizadas ou livres) e macrófitas submersas, por fluxo de batelada. Na etapa I sete espécies foram avaliadas separadamente: *Azolla filiculoides, Eichhornia crassipes, Utricularia gibba L., Myriophyllum aquaticum*, *Salvinia herzogii, Salvinia minima* e *Limnobium laevigatum*. Já na etapa II o sistema foi avaliado com cinco diferentes combinações: os primeiros reservatórios (1A e 1 B) não foram introduzidas espécies de macrófitas, servindo de controle, no terceiro e quarto (2 A e 2 B) foram introduzidas as três espécies avaliadas *Myriophyllum aquaticum*, *Utricularia gibba* e *Salvinia herzogii*; no quinto e sexto (3A e 3B) foi introduzida a espécie *Myriophyllum aquaticum;* no sétimo e oitavo (4 A e 4 B), unidades da espécie *Utricularia gibba*; e por fim, no nono e décimo (5 A e 5 B) reservatório unidades da espécie *Salvinia herzogii.*

Uma amostra inicial foi coletada no primeiro dia e enviada para análise. Após 7 e 14 dias de experimento, novas coletas foram realizadas onde foram coletadas uma amostra de cada reservatório. As análises dos efluentes quanto à concentração de nitrogênio amoniacal ($N\text{-}NH_3$) foram realizadas seguindo os métodos 4500- NH_3 B-Destilação Preliminar e o método 4500- NH_3 C- Método titulométrico do *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*, 21st ed. (2005). Além da avaliação da concentração de nitrogênio amoniacal, ainda foram determinados o pH, o crescimento das macrófitas, TDH e C_{org}.

RESULTADOS OBTIDOS

A carga orgânica média para a etapa I, com volume de 0,028 m³, foi de 0,033 g de $N\text{-}NH_3$ m^{-2} dia^{-1} para um TDH (tempo de detenção hidráulica) de sete dias e para o TDH de quatorze dias a carga aplicada foi de 0,1657 g de $N\text{-}NH_3$ m^{-2} dia^{-1}.

Observa-se na figura 01 que houve uma considerável remoção de $N\text{-}NH_3$ no 7º dia de tratamento e no 14º dia de experimento praticamente reduzindo totalmente esta concentração, exceto a espécie *Limmobium laevigatum*, que não mostrou tamanha eficiência em comparação com as outras avaliadas. A espécie com melhor remoção no 7º dia foi a *Myriophyllum aquaticum*, que reduziu a concentração de $N\text{-}NH_3$ de 65,3 mg L^{-1} para 3,7mg L^{-1}, seguida pela *Eichhornia crassipes* para 7,85 mg L^{-1} e a espécie *Azzola filiculoides* para 14,35 mg L^{-1}.

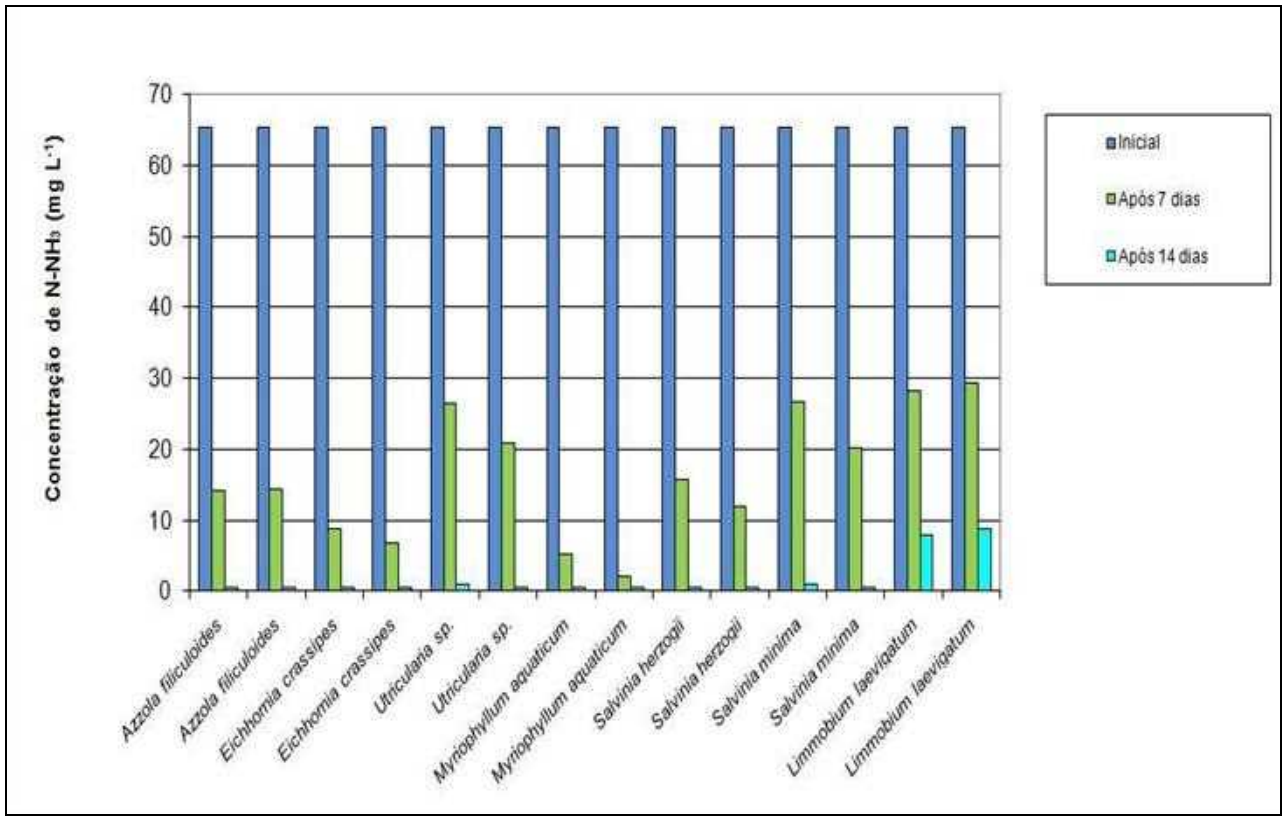


Figura 1 - Representação gráfica da concentração de Nitrogênio amoniacal nos experimentos de fitorremediação do efluente- Etapa I

Salienta-se que junto a absorção da planta ocorre a evaporação da amônia que está no meio. Isto se deve ao estado físico da amônia em meio básico como mostra a equação 1.

$$NH_4^+ (aq) + OH^- (aq) \leftrightarrow NH_3 (g) + H_2O (l) \qquad [eq.1]$$

A medida que a NH_3 (g) escapa para o meio ambiente, há um deslocamento deste equilíbrio para a direita levando a formação de mais NH_3(g) e consumindo o nitrogênio amoniacal do meio. No entanto, a mineralização deste nitrogênio pelas plantas é menos agressivo ao meio ambiente, uma vez que a NH_3 na atmosfera pode causar efeitos sobre as plantas apresentados por Krupa (2003).

Conforme Muhammeto e Soyupak (2000) a qualidade da água quanto N_{org} - Nitrogênio orgânico, N-NO_3- nitrogênio amoniacal, fósforo, ortofosfato, DBO_5, fitoplantos e a camada de sedimentos, em lagoas rasas estão diretamente relacionados ao desenvolvimento de macrófitas submersas e emergentes.

Estes parâmetros provocam mudanças sazonais no crescimento das macrófitas. Segundo modelo previsto por estes autores a fração de nitrogênio em biomassa de macrófita seca foi de 0,08g/peso seco com uma vazão de denitrificação de 0,09 L dia^{-1}.

Na etapa II deste trabalho a carga orgânica média aplicada foi de 0,01387 g $N\text{-}NH_3$ m^{-2} dia^{-1}, que teve TDH de 7 dias e volume médio de 0,0299 m^3.

Conforme pode ser verificado na Figura 02, terceiro dia de avaliação, a concentração de $N\text{-}NH_3$ reduziu consideravelmente, principalmente nos reservatórios onde foram introduzidas a espécie *Utricularia gibba* e nos reservatórios que continham a combinação das três. A concentração inicial (para todos os reservatórios desta etapa) reduziu de 34,16 mg L^{-1} para 3,5 mg L^{-1} e de 4,06 mg L^{-1}, respectivamente. Neste mesmo dia, para o reservatório de controle pode ser verificada uma redução de concentração para 8,82 mg L^{-1}. Nos outros reservatórios as concentrações encontradas para as espécies *Myriophyllum aquaticum* e *Salvinia herzogii* foram de 10,92 mg L^{-1} e 10,22 mg L^{-1}, respectivamente.

Ainda com relação a Figura 02, no quarto dia pode ser visualizado os reservatórios com as três espécies e os que continham a espécie *Utricularia gibba,* apresentou remoção total de tal poluente.

Nos reservatórios menos eutrofizados, após o terceiro dia, observou-se maior concentração de $N\text{-}NH_3$. Constata-se desta forma que as algas que estavam presentes nestes meios também foram responsáveis pela remoção de $N\text{-}NH_3$. De qualquer forma do primeiro e segundo dia as macrófitas foram as responsáveis pela remoção de $N\text{-}NH_3$. Todo o nitrogênio removido foi a soma do nitrogênio utilizado como nutriente pelas macrófitas, pelas algas e evapotranspiração de amônia.

Cabe destacar também que, no quinto dia de experimento somente a espécie *Myriophyllum aquaticum* apresentou concentração média de 0,42 mg L^{-1} e que no sexto dia todos os reservatórios não apresentavam mais $N\text{-}NH_3$.

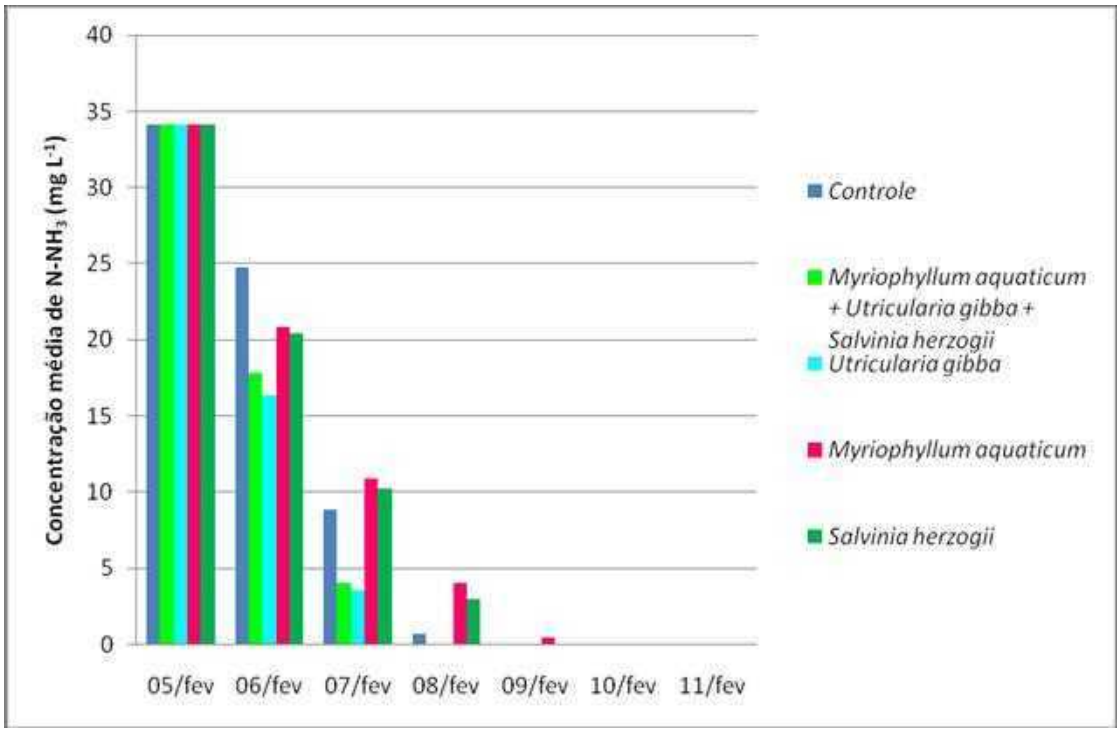


Figura 2 - Concentração de $N\text{-}NH_3$ durante os sete dias de experimento na etapa IV

Se verificarmos os valores de pH encontrados nas amostras, pode ser concluído que este parâmetro, não influenciou significativamente na remoção inicial de $N\text{-}NH_3$, pois apenas no 4º dia de experimento os reservatórios que continham a espécie *Myriophyllum aquaticum* apresentou pH acima de 9,5.

CONCLUSÕES

Segundo Redding et al. (1997), a utilização de macrófitas aquáticas de diferentes grupos ecológicos no tratamento de efluentes com elevadas concentrações de N-NH_3 e N-nitratos, levam a redução destas formas nitrogenadas.

Na etapa I do sistema de fitorremediação, todas as sete diferentes espécies de macrófitas mostraram ser eficientes, porém se compararmos no 7º dia, as espécies *Myriophyllum aquaticum, Eichhornia crassipes* e *Salvinia herzogii* foram as três mais eficientes na remoção de N-NH_3, já no 14º dia as espécies mais eficientes foram *Myriophillum aquaticum*, *Azzola filiculoides, Utricularia gibba* e *Salvinia herzogii.*

Já na etapa II foi observado no 3º dia de experimento que os reservatórios contendo as três espécies e os reservatórios contendo a espécie *Utricularia gibba* já haviam removido totalmente o N-NH_3, reduzindo uma carga de 34,16 mg L^{-1} de N-NH_3 para zero.

Conforme resultados acima discutidos, pode ser considerado que as macrófitas flutuantes são capazes de remover nitrogênio amoniacal de efluentes sanitários através do processo de fitorremediação. Este fato pode ser constatado, mesmo considerando que há volatilização de NH_3 para o meio ambiente.

REFERÊNCIAS

AMBIENTE BRASIL. *Falta de saneamento é responsável por 68% das internações nos hospitais públicos.* Ambiente Brasil - Portal de ampliação do conhecimento ambiental e a formação de consciência crítica sobre os problemas e soluções para o meio ambiente. 2004. Disponível em: http://www.adocontb.org.br/index.php?codwebsite= &codpagina=00010526. Acessado em:16 de fevereiro de 2009.

ANDRADE, J.C.M.; TAVARES, S.R.L.; MAHLER, C,F. *Fitorremediação- O uso de plantas na melhoria da qualidade ambiental.*São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

ARAUJO, B.S.; PIMENTEL, J.M.B.; PLETSCH, M. *Estudos sobre a tolerância das culturas de raízes geneticamente transformadas de Daucus carota ao fenol e seus derivados clorados, aminado e nitrogenado.* 23ª Reunião Anual da Sociedade Brasileira de Química. SBQ: Poços de Caldas- MG, maio de 2000.

Synopsis BLOMQVIST, P.; PETTERSSON, A.; HYENSTRAND, P. (1994). *Ammonium-nitrogen: A key regulatory factor causing dominance of non-nitrogen-fixing cyanobacteria in aquatic systems*. Arch. Hydrobiol. 132: 141-164.

FREITAS, Núbia Cristina Weber. *Tratamento de efluente de campus universitário via sistema de baixo custo com leitos cultivados (wetland).* 2008. Disponível em: <http://www.dominiopublico.gov.br/download/texto/cp067228.pdf>. Acessado me 25 de maio de 2009.

KIM, C. Y; LEONARDO, A.E.B.; CAMARGO A.F.M. *Avaliação de Diferentes Formas de Tanques para Tratamento de Efluente Piscícola com Macrófitas Aquáticas Flutuantes.* Centro de Aqüicultura da UNESP, Fundação Instituto de Terras do Estado de São Paulo – ITESP e Departamento de Ecologia. Rio Claro, SP: 2005.

KRUPA, S.V. *Effects of atmospheric ammonia (NH3) on terrestrial vegetation: a review*. Elsevier Science. Environmental Pollution 124 (2003) 179–221.

MUHAMMETO, A.; SOYUPAK, S. *A three-dimensional water quality-macrophyte interaction model for shallow lakes Ays¸e (Bayar).* Elsevier Science. Environmental Pollution 133 (2000) 161–180.

OGASHAWARA, I. *Estudo de macrófitas áquaticas para redução do nível de eutrofização e de metais na água por meio da técnica biológica*. São Carlos, SP: 2006.

STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER. Ed. American Public Health Association, American Water Works Association, Water Environment Federation, 21st ed., 2005.

MANUTENÇÃO E GESTÃO DE ACTIVOS DE INFRA-ESTRUTURAS DE ÁGUAS E SANEAMENTO A EXPERIÊNCIA DO GRUPO ÁGUAS DE PORTUGAL

Eduardo RIBEIRO DE SOUSA[1]; João MOURÃO[2]; Emídio SANTOS[3]

RESUMO

O Grupo Águas de Portugal implementou um sistema integrado de Manutenção e Gestão Patrimonial de Infra-estruturas (ou Activos) nas suas empresas Gestoras de abastecimento e saneamento.

A gestão das infra-estruturas durante todo o seu ciclo de vida, desde a criação inicial até ao abate final, é uma preocupação fundamental das Entidades Gestoras de infra-estruturas de Saneamento Básico no alcançar dos seus objectivos de eficiência e eficácia, ao mesmo tempo assegurando uma adequada redução de custos.

Esta gestão compreende naturalmente toda a actividade de manutenção das referidas infra-estruturas, interligando-a com outras áreas relevantes tais como a financeira, o controlo analítico, o cadastro, as compras e a logística, os recursos afectos e outras.

Na presente comunicação apresentam-se algumas das características principais do projecto, as escolhas funcionais efectuadas, a arquitectura desenhada, e algumas características técnicas de implementação, que foi baseada no software IBM Tivoli MAXIMO Asset Management em perfeita integração com o sistema SAP.

Também se apresentam características relevantes sobre a actividade de manutenção, bem como sobre a obtenção automática de alguns indicadores, nomeadamente de reporte ao IRAR.

Palavras-chave: manutenção, activos, infra-estruturas, MAXIMO, abastecimento, saneamento, sistema

---

[1] Doutor em Engenharia Civil, Administrador executivo da AQUASIS, Sistemas de Informação, S.A., Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico

[2] Licenciado em Engenharia Electrotécnica – Instituto Superior Técnico, AQUASIS, Sistemas de Informação, S.A.,

[3] Licenciado em Engenharia Informática e Computadores – Instituto Superior Técnico, AQUASIS, Sistemas de Informação, S.A.,

1 INTRODUÇÃO

Ao longo dos últimos 5 anos, os autores desta comunicação têm vindo a coordenar e estado envolvidos no desenvolvimento de uma solução de Manutenção e Gestão de Activos vocacionada para o sector de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais, designada por SGMA.

O ciclo de vida deste tipo de empresa passa, na grande maioria das vezes, por uma fase de investimento inicial - numa infra-estrutura - a que se seguirá uma fase de sua rentabilização.

Assim a atenção da sua gestão debruça-se prioritariamente, numa primeira fase, na qualidade e quantidade do investimento necessário e suficiente, para, numa fase subsequente, se debruçar na eficácia e eficiência do seu aproveitamento.

Nas empresas do sector de abastecimento de águas e saneamento de águas residuais, em que frequentemente se fazem análises do seu ciclo de vida da ordem dos 30 anos (o que também corresponde muitas vezes ao período de um contrato de concessão), tal corresponde a uma fase inicial, com uma duração da ordem dos 7 anos, em que se executam as obras de criação de infra-estruturas - ETAs, ETARs, adutoras, etc - normalmente referentes à criação ou beneficiação de sistemas ou subsistemas de abastecimento de água ou de saneamento, a que segue um período em que essa obra tem que ser financeiramente rentabilizada, o que se traduz numa gestão da empresa com um foco particular na área das operação e manutenção, acompanhada, claro está, pela parte comercial da empresa (foco em volume de vendas e tarifários), o que nesta área está de alguma forma condicionada pela população e seu nível de vida e pelos organismos reguladores.

Compreende-se assim que o Grupo AdP esteja particularmente focado na rentabilidade do investimento efectuado nos últimos anos, e em que as suas infra-estruturas, ou seja os seus activos produtivos, têm que funcionar com real eficiência, de modo a que se garanta a qualidade exigida e a manutenção das tarifas ao nível definido nos Contratos de Concessão.

Se assemelharmos as infra-estruturas do grupo à conhecida comparação com “fábricas de produção de água potável e de água tratada”, compreendemos talvez melhor que, para as mesmas funcionarem eficientemente, se torna necessário conhecer, manter e operar bem todos os equipamentos das mesmas.

Daí a importância crescente que os sistemas operacionais apresentam – tais como os sistemas de Telegestão operacional, dos sistemas geográficos de informação sobre as infra-estruturas, dos sistemas de apoio à gestão das operações até aos sistemas de manutenção das mesmas infra-estruturas.

Ou seja, será necessário conhecer e gerir o equipamento, e as restantes infra-estruturas, desde a sua fase inicial até à sua fase terminal (de abate dos mesmos ou do termo do período da concessão).

No caso do Grupo Águas de Portugal, as diversas empresas têm experiências e histórias diferentes, pelo que enquanto algumas apresentavam departamentos de manutenção maduros e sistemas de informação de apoio, outras há que se encontravam numa fase ainda jovem.

A solução de Manutenção e Gestão de Activos implementada no grupo constitui hoje em dia uma ferramenta fundamental, não apenas no suporte às actividades operacionais diárias das empresas do grupo, mas também no suporte ao processo de decisão. Além disso, a integração da informação de manutenção com a informação de gestão dos activos constituiu um passo importante na gestão integrada das empresas do grupo.

2 ARQUITECTURA DA SOLUÇÃO

De modo a, por um lado, permitir gerir todos os componentes das suas infra-estruturas durante todo o seu ciclo de vida, de forma a contribuir para os objectivos de eficiência e eficácia definidos e, por outro, assegurando uma efectiva redução de custos, foi definida uma arquitectura de sistemas específica, baseada em duas aplicações distintas (SAP e MAXIMO) fortemente interligadas através de 13 interfaces, sendo o sistema disponibilizado em remoto (SaaS – Software as a Service).

O sucesso do projecto foi baseado num criterioso trabalho funcional, antecedido da recolha e compatibilização de requisitos, a que se seguiu a apropriada modelação dos processos e uma rigorosa implementação.

De facto os requisitos abrangiam o controlo de todo o trabalho, planeado e não planeado, que fosse efectuado na manutenção das infra-estruturas, nomeadamente equipamento, a interligação dessa actividade com outras áreas relevantes tais como a área Financeira (contabilidade de custos e registo financeiro), a logística (armazéns e compras) e recursos utilizados (humanos e outros).

Na prática a solução implementada traduz-se num conjunto de conceitos e princípios que as empresas do grupo devem observar, conceitos estes de ordem processual, contabilístico - financeiro, e de organização da manutenção. Alguns destes princípios constituíram a análise e as decisões que deram origem a uma implementação nos sistemas de informação do grupo, outros constituem regras, e por vezes tabelas, que as empresas utilizam de forma concertada.

A arquitectura desenhada tirou vantagem da sinergia entre dois softwares aplicacionais distintos, largamente testados e disseminados no mundo empresarial, tendo sido criada uma base tecnológica muito forte, onde se puderam aproveitar as últimas tecnologias, as considerações de segurança, de flexibilidade, de ecrãs amigáveis para os utilizadores, bem como de facilidade de disponibilização da solução a novas empresas.

O software MAXIMO (presentemente apelidado de IBM Tivoli Maximo Enterprise Asset Management) foi o escolhido para tratar todas as actividades de manutenção, enquanto o software SAP, o ERP do Grupo Águas de Portugal, foi considerado para toda a actividade de back-office.

As áreas core para cada sistema são as seguintes:



- Pedidos de Trabalho.
- Seguimento das Ordens de Trabalho.
- Reporting.
- Manutenção preventiva.
- Gestão dos equipamentos desde a compra até ao abate.
- Obtenção de materiais e serviços.
- Planeamento dos recursos.
- Indicadores de performance de Manutenção.



- Financeira.
- Controlling – Contabilidade analítica.
- Activos fixos.
- Compras.
- Controlo e gestão de armazéns.
- Controlo dos Investimentos.

Quando uma solução se baseia em aplicações de topo ("*best of breed*"), uma excelente Interface tem que ser assegurada, tendo sido implementada uma Interface com 13 vias.

De facto, o SAP e o MAXIMO já têm ambos, na sua essência, uma considerável organização dos seus processos internos, e consequentemente um trabalho não menosprezável foi efectuado para assegurar a correcta compatibilidade dos processos das duas aplicações, bem como a adaptação necessária aos requisitos das empresas.

A Interface criada abrange as seguintes subáreas:

- do MAXIMO para o SAP.
  - Itens de Cadastro: .....Registo da alteração de localização e abate (bidireccional).
  - Ordens de Trabalho:.....Registo de ordens de trabalho e alteração de estado.
  - Imputação de Custos:....Identificação de custos mão-de-obra imputados via MAXIMO.

  - Reservas de Armazém: .Registo de reservas.
  - Requisições: .....Registo de requisições de compras de serviços (bidireccional).
- do SAP para o MAXIMO.
  - Armazém:.....Informação de armazéns.
  - Artigo / Armazém: .....Relação de artigos em armazéns.
  - Fornecedores:.....Identificação de fornecedores.
  - Localizações Funcionais: Identificação de localizações funcionais com base na Ordem Interna Manutenção (OIM) por empresa e alteração de estado.
  - Existências:.....Registo de quantidades de artigos/armazém.
  - Imputação de Custos:....Envio de custos de Requisições e Reservas imputados via SAP.
  - Itens de Cadastro: .....Registo de informação de equipamentos e estado (bidireccional).
  - Requisições: .....Envio alteração de estado e Pedido de Compra (bidireccional).
  - Centros de Custo:.....Identificação dos centros de custo existentes e actualização do estado.

3 ESTRUTURA INFORMÀTICA

Foi escolhida uma solução de *Software as a Service* (*SaaS*), com servidores e sistemas centrais, com as empresas a acederem à mesma via *web browser*.

Esta solução *SaaS* permitiu às empresas:

- flexibilidade e escalabilidade, e ao mesmo tempo uma redução das necessidades de software e de servidores;
- uma facturação mensal, á medida do uso do sistema, sem um investimento inicial;
- a existência de processos de sinergia on-line entre as empresas;
- o aproveitamento de um processo global de melhoria contínua nas funcionalidades disponibilizadas.

4 ESTRUTURAÇÃO DE PROCESSOS E DADOS

A solução de Manutenção e Gestão de Activos estrutura um conjunto de áreas:

- cadastro de infra-estruturas;
- localizações funcionais de manutenção;

- contabilidade analítica (integração com);
- classes de equipamento e tempo de vida útil;
- compras de manutenção e Gestão dos seus Armazéns;
- um conjunto diverso de áreas de manutenção: especialidades de manutenção, custeio da mão-de-obra, turnos, fichas de características técnicas por classe de equipamento, hierarquias de avarias, tipos de trabalho, prioridades, situações de trabalho, fluxos de requisições a armazém e de pedido de compras.

a) Cadastro de infra-estruturas (equipamentos de Manutenção)

Ponto relevante de uma boa gestão de activos será a existência de uma fonte única de informação dos equipamentos a serem mantidos, quer esta diga respeito a dados financeiros (custos, tempos de vida útil, depreciações, …), de localização, de desagregação dos seus componentes, de natureza técnica ou de histórico da sua manutenção.

Por outro lado efectuou-se a transposição para o grupo de um conjunto de conceitos que normalizassem "interpretações" contabilísticas em todas as empresas (ex. despesas correntes vs. investimentos, bens de cadastro - equipamentos vs. Sub-equipamentos, custos e métodos de depreciação considerados segundo a Directriz Contabilística nº 4 e Decreto Regulamentar 2/90, …).

O processo implementado permite efectuar ordens de trabalho de manutenção (e algumas de operação) a determinado "equipamento que se encontra numa localização funcional", sendo assim possível, em termos históricos, obter informação estatística detalhada sobre os custos de determinado equipamento, independentemente donde ele se encontre em determinado momento, e também dos custos de todo o equipamento que passou por uma determinada localização funcional.

Tornou-se por isso importante introduzir um conjunto de regras a serem seguidas quando da mudança de equipamento considerado "rotável".

b) Localizações funcionais de Manutenção

As Direcções de Manutenção utilizam a noção de "localização funcional", como o local funcional (por vezes geográfico) onde se encontra o equipamento ou componente ao qual se faz a manutenção.

A estrutura de uma Hierarquia de Localizações Funcionais aplicável a todas as empresas foi assim um ponto fundamental, e encontra-se descrito mais adiante.

c) Contabilidade Analítica

Na contabilidade analítica efectua-se a colecta de informação financeira que dê à empresa uma visão do seu negócio, de acordo com as suas prioridades e áreas de

actuação, sendo pois natural que a forma de a estruturar apresente, na área das infra-estruturas, muitas similitudes com a forma de "olhar" para a gestão da operação/ manutenção.

Procurou-se assim que a hierarquia de localizações funcionais espelhasse, de forma paralela, o modelo de contabilidade analítica do grupo, o que foi conseguido: os níveis 1 a 6 espelham esse quase total paralelismo (com uma pequena excepção de desagregação no nível 4 – tipo de infra-estrutura) - obviamente que nos níveis seguintes (7 a 9) tal não se aplica.

d) Inventariação do imobilizado

Um cadastro dos bens de uma empresa, nomeadamente infra-estruturas, deve estar suficientemente detalhado, valorizado, avaliado e completo, mas este objectivo apenas se atinge passado algum tempo, pelo que todos os projectos de Gestão de Activos devem ser flexíveis e abranger qualidades diversas dos dados.

Se por um lado se desenhou um repositório único para os bens de cadastro das empresas do grupo, por outro a solução encontrada levou em linha de conta os diversos graus de maturidade da informação contida no cadastro das empresas.

È claro que os bens de cadastro devem ser apropriadamente desagregados e valorizados, logo aquando dessa desagregação. No entanto isso nem sempre acontece, razão pela qual o modelo implementado apenas obriga, numa fase inicial, a que os equipamentos estejam correlacionados (ou desagregados) ao nível 6 de actividade, podendo estar ou não valorizados e avaliados tecnicamente.

Foi assim possível avançar com este projecto num grande conjunto de empresas de água e saneamento, cada uma com o seu caso particular, sendo que todas caminham para o mesmo objectivo.

e) Classes de equipamento e tempos de vida útil

Também nesta área se efectuou uma normalização interna, com vista a que, nas diferentes empresas, o mesmo tipo de equipamento tenha sempre o mesmo tipo de vida útil, o que foi efectuado através da classificação dos bens de imobilizado em classes e subclasses de equipamento através da classificação contabilística dos mesmos.

f) Imobilizado em curso – passagem a firme

A estruturação do imobilizado em fase de projecto encontra-se efectuada, como é natural, com uma perspectiva de obra, i.e. com uma visão de obra mais consentânea com autos de medição, que agrega itens similares e que inclui elementos não passíveis de serem itens de cadastro (ex. remoção de terras, acompanhamento técnico de engenharia, …).

Dentro do projecto perspectivou-se a transformação de forma automática desta visão numa estrutura de operação/ manutenção, o que não foi conseguido, pelo que a parte de fim de obra, em que, através dos itens de imobilizado em curso, são criados os itens de imobilizado firme, terá que ser efectuada em reuniões entre os responsáveis de obra, financeiros e de operação/ manutenção.

g) Compras e Armazéns

A interacção entre Direcções, potenciada por este projecto, implicou também que a gestão das compras, relacionadas com a manutenção, passasse a ser efectuada segundo o processo em vigor pelos Departamentos de Compras das empresas, passando os artigos sempre por armazém (mesmo que às vezes seja entrada por saída) de modo a preservar e tirar partido da informação histórica que o ERP do Grupo AdP potencia.

h) Outras áreas harmonizadas

Um projecto comum permite harmonizar outras áreas, pelo que se criaram documentos reguladores em diversas outras áreas:

Especialidades de manutenção, custeio da mão-de-obra, turnos, fichas de características técnicas por classe de equipamento, hierarquias de avarias, tipos de trabalho, prioridades, situações de trabalho, fluxos de requisições a armazém e de pedido de compras.

i) Outsourcing

Uma vez que a estratégia do grupo aponta para o “outsourcing” de operação e/ ou manutenção de partes significativas das infra-estruturas, foi preocupação que o modelo:

- permitisse a utilização de utilizadores externos ao grupo,
- gerisse as tarefas especificas de manutenção,
- permitisse a gestão dos contratos nas suas diversas possibilidades, nomeadamente no custeio da mão-de-obra.

5 INTEGRAÇÃO DE DADOS

No caso do Grupo AdP a solução definida foi baseada na experiência prática das empresas mais maduras, e dela resultou a criação de uma hierarquia primária com 9 níveis, dos quais 6 são níveis com interesse para a empresa como um globo (departamentos financeiro, de manutenção, de operação, e por vezes também de engenharia) e em que os restantes 3 se coadunam apenas com as necessidades de estruturação da manutenção.

Alguns destes níveis são de preenchimento harmonizado no Grupo AdP (1, 4, 6, 7, 8), sendo os restantes de escolha livre pelas empresas.

A gestão dos itens de cadastro de cada empresa, é efectuada pelos sistemas SAP e MAXIMO, sendo que cada sistema assegura a sua parte e não interfere com o outro, antes o completa passando-lhe informação relevante.

Tirámos partido do facto de o MAXIMO agrupar itens utilizando uma relação “pai-filho” para definirmos hierarquias entre itens ou registos relacionados, tais como em Equipamentos, Localizações Operacionais, Ordens de Trabalho ou Manutenção Preventiva.

Por isso construímos e usamos hierarquias de registos em muitas aplicações do MAXIMO e para isso definimos estruturas chave no MAXIMO e efectuámos a sua interligação a objectos SAP. As chaves seleccionadas foram as Localizações Operacionais e os Equipamentos.

Localizações Operacionais

Escolhemos a ligação do MAXIMO a dois Objectos de Custo em SAP: Centro de Custos e Ordens Internas (de Exploração/ Manutenção). Como é sabido, os Centros de Custo reflectem a organização interna da empresa e colectam custos por um período de um ano (normalmente), enquanto as Ordens Internas acumulam/ colectam custos ou de projectos específicos, ou por períodos mais curtos, reflectindo a organização operacional ou de projectos.Cada um destes objectos SAP está mapeado numa hierarquia de 6º nível em MAXIMO, assegurando assim a conexão biunívoca entre os sistemas.

Como, do ponto de vista da actividade de manutenção, o 6º nível não é suficiente, adicionámos mais 3 níveis (correspondendo a Localizações Funcionais, Localizações de Equipamento e de Componentes). Estes níveis existem apenas para fins de manutenção, e correspondem, de forma múltipla, a um objecto de custo de nível 6, como se pode ver na figura abaixo.

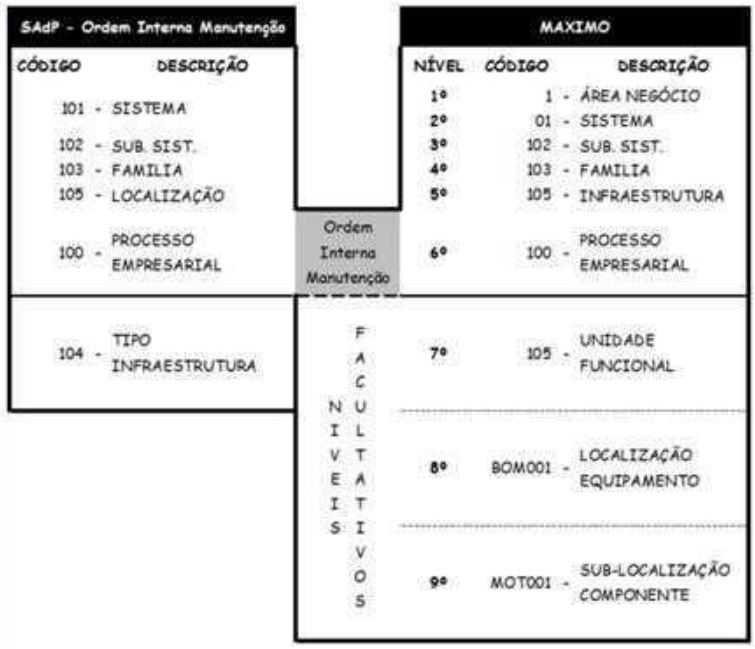


Figura 1. Esquema funcional da conexão SAP-MAXIMO em objectos de custo

Equipamento

No que toca a equipamentos, enquanto eles são criados e existem am SAP, eventualmente com algum detalhe, este não é normalmente suficiente para a actividade de manutenção, que necessita da desagregação dos seus componentes.

Quando um equipamento é criado em SAP, ele é conectado a uma Ordem Interna de Exploração ou a um Centro de Custo, herdando por inerência algumas calssificações desse objecto de custo, tais como Sistema, Processo ou Actividade, Familia e outros.

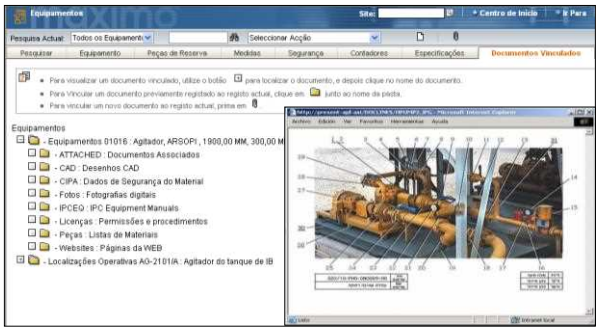


Figura 2. Equipamento em MAXIMO após transmissão da sua criação em SAP

Como a Interface transmite a informação sobre o activo/ equipamento para o sistema de manutenção, um Equipamento correspondente será criado em MAXIMO e situado no 6º nível de Localização Funcional corelacionado.

Os responsáveis de manutenção farão uma movimentação “drag and drop” para Localizações de nível 7, 8 ou 9 conforme apropriado.

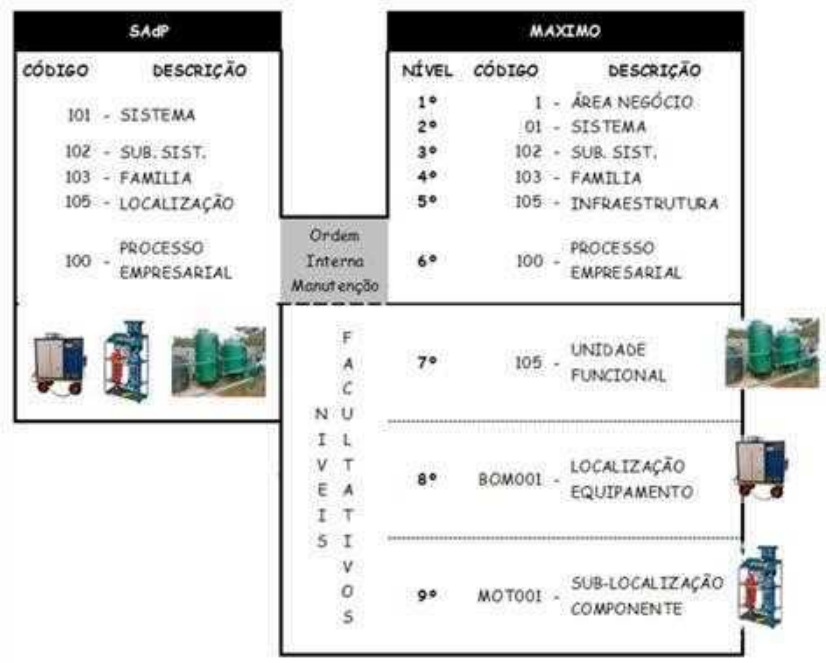


Figura 3. Esquema funcional da inserção/ movimentação de equipamentos no sistema SMGA

No que toca a sub-equipamentos, ou componentes, eles podem e devem ser criados em MAXIMO, com o detalhe que for requerido, posicionando-se com o equipamento “pai” ou num nível dele dependente.

A partir da sua criação, a sua utilização é total, podendo logicamente ser utilizados, por ex. na manutenção preventiva, em rotas e em todas as funcionalidades do sistema.

6 INTEGRAÇÃO DE SISTEMAS

A integração de sistemas é decisiva para rentabilizar ao máximo as capacidades dos diversos sistemas de uma empresa.

Assim além da referida integração entre os sistemas SAP e MAXIMO, que é parte constituinte e decisiva no sistema SGMA, estão em curso as seguintes Integrações:

- com o sistema de informação geográfica G/InterAqua,
- com o sistema de relacionamento com clientes Aquamatrix,
- com o sistema de suporte à gestão das operações - SIGO,

e, através deste último, aos sistemas SCADA das empresas.

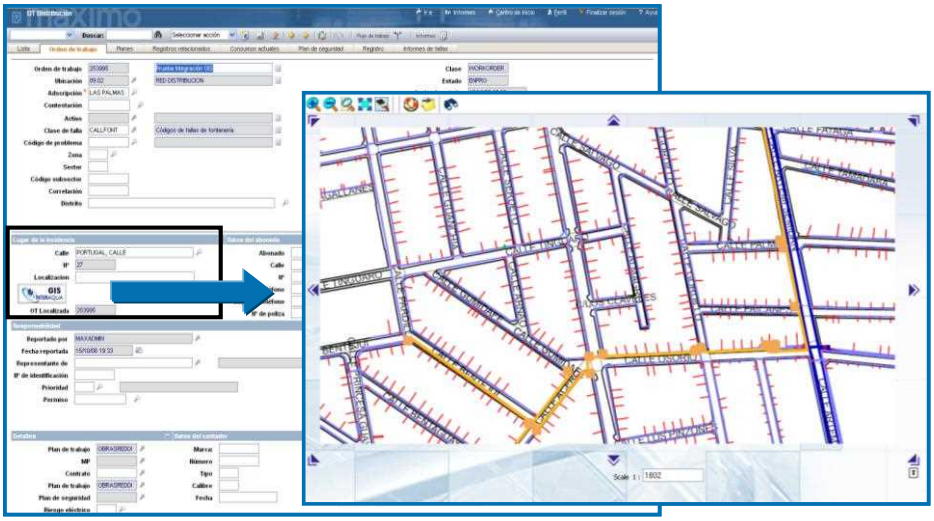


Figura 4. Integração do sistema de manutenção Maximo com a solução de SIG G/InterAqua

Embora estas integrações já tenham sido implementadas em situações concretas, não estão ainda em uso genérico no sistema SGMA para todas as empresas do grupo.

Estas integrações visam, sobretudo:

- a consulta, em ambiente SIG, de dados de consumo e de características de consumidores;
- a consulta, no CRM, de clientes que ficam sem abastecimento, devido à realização de uma intervenção na rede;
- a obtenção dos consumos registados no CRM agregados a nós da rede de distribuição (especial relevância para a modelação matemática).

Enquanto o modelo descrito satisfaz plenamente toda a gestão patrimonial das infra-estruturas em alta, a gestão das redes de distribuição e de recolha implica uma profusão de localizações funcionais, pelo que é desejável (ou melhor, fundamental) a adaptação do modelo aos elementos de informação geográfica, que funcionem nestes casos como "front-end" dos utilizadores técnicos.

A integração entre o SIG e o sistema de manutenção é pois fundamental para a gestão das redes de distribuição e de recolha e encontra-se em funcionamento em algumas empresas.

7 REPORTING

Relatórios e Indicadores foram obtidos seguindo as indicações das publicações seguintes:

- *"Performance indicators for water supply services", IWA Publishing 2000*;
- *"Performance indicators for wastewater services", IWA Publishing 2003*.

Dashboards permitem, no dia a dia, que os Rersponsáveis de manutenção tenham um rápido insight das suas operações quando fazem o log-in no sistema.

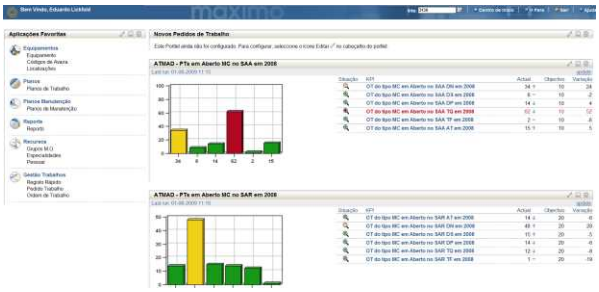


Figura 5. Exemplo real do dashboard de um Responsável de manutenção

8 PARTILHA DE CONHECIMENTOS

Merece ainda referência a solução operacional encontrada para a rápida implementação de processos de manutenção preventiva pelas empresas menos maduras.

Fazendo parte do sistema SMGA disponibilizado de raiz às empresas, foi construida em MAXIMO uma Biblioteca Técnica partilhada por todas as empresas, biblioteca esta que contém uma réplica de todas os Planos de Trabalho e dos Planos de Manutenção das diversas empresas e que está permanentemente acessível pelas mesmas e actualizada on-line sempre que uma empresa modifica umd os seus planos.Desta forma, as empresas menos desenvolvidas nesta área têm imeditamente acesso aos planos das empresas mais maduras, e podem escolher o plano que mais lhes agrade, modificá-lo, utilizá-lo e obviamente partilhar o resultado. Foi assim possível implementar muito rapidamente processos de manutenção preventiva de boa qualidade nas empresas do Grupo Águas de Portugal, utilizando como âncora inicial os dados de 3 empresas maduras.

9 CONCLUSÃO

Uma gestão de activos, no sentido de gestão patrimonial das infra-estruturas, pressupõe um caminho a ser percorrido pelas empresas, caminho este que se percorre através da colaboração interna entre os diversos departamentos das empresas, e para o qual se torna necessária a criação de um conjunto de conceitos, princípios e regras internas que as diferentes partes utilizem no seu trabalho.

É pois um processo transversal dentro de cada empresa, cujos resultados crescem à medida que a compreensão dos temas envolvidos se vai interiorizando nas mesmas. Trata-se de um processo vital na gestão das empresas de água e saneamento e na correcta percepção dos custos operacionais actuais e futuros – neste sentido fazendo toda a diferença na obtenção de resultados positivos ou negativos pelas empresas.

A arquitectura desenhada e os processos implementados neste sistema, permitiram um robusto e eficiente sistema de manutençaõ e gestão de activos.

A rápida subida do ratio de “manutenção planeada/ não-planeada”, bem como uso do sistema pelas grupos departamentos de manutenção internos e pelos empresas de “outsourcers”, provou a fiabilidade da solução implementada e a confirmou a correcção das decisões tomadas.

MELHORIA DA EFICIÊNCIA OPERACIONAL E REDUÇÃO DE PERDAS ATRAVÉS DO GERENCIAMENTO AVANÇADO DE PRESSÃO

D S Melato(1), G A Carvalho, F L Denapoli, E Patella, F Paracampos

Débora Soares Melato(1)

Engenheira Química pela Escola Politécnica da USP (1992), pós-graduada em Engenharia Ambiental pela USP (1996), em Administração de Empresas pela USP (1998), em Engenharia de Segurança do Trabalho pela USP (2002), e Mestre em Saneamento pela Escola Politécnica da USP (2010). Engenheira da Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (Sabesp) desde 1994.

Endereço (1): Rua Dona Antônia de Queirós, 218 - Consolação - São Paulo - SP - CEP: 01307-010 - Brasil - Tel: +55 (11) 3138-5417 - e-mail: dsoares@sabesp.com.br

Resumo

A instalação de válvulas redutoras de pressão (VRP) para reduzir a incidência de vazamentos e o volume perdido já foi testada em vários lugares ao redor do mundo como uma ação efetiva reduzir perdas reais.

Porém, é necessário monitorar a VRP diariamente, e isto é crucial para assegurar um bom desempenho da rede de distribuição. Além disso, a experiência mostra que normalmente há um espaço para aperfeiçoar os resultados alcançados inicialmente.

Este trabalho apresentará alguns estudos de caso de gerenciamento avançado de pressão aplicado em São Paulo, Brasil, abordando estratégias para reduzir a pressão em áreas grandes, melhorias em VRPs instaladas inicialmente com saída fixa, posterior controle variável, combinado com um segundo nível de controle de pressão, e alternativas para grandes cidades de uma maneira sustentável.

Palavras-chave: Estudos de Caso. Gerenciamento de Pressão. Redução da freqüência de vazamentos. Redução do volume perdido de vazamentos. VRP.

1 OBJETIVO

O objetivo principal do presente trabalho é apresentar alguns estudos de caso de gerenciamento avançado de pressão aplicado na cidade de São Paulo, Brasil, abordando estratégias para redução de pressão em grandes áreas, melhorias em VRPs instaladas inicialmente com saída fixa e alternativas sustentáveis para grandes metrópoles.

2 INTRODUÇÃO

A Região Metropolitana de São Paulo (RMSP) tem 19,5 milhões de habitantes instalados em 800 km^2. O relevo é montanhoso, com cotas variando de 730 a 850 m acima do nível do mar. A Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (Sabesp) fornece água para estes habitantes através de 29.500 km de redes, com 3,6 milhões de ligações de água, e vende água por atacado a seis municípios. A área de operação da Sabesp é dividida em 5 Unidades de Negócio, e este trabalho apresentará alguns estudos de caso aplicados na Unidade de Negócio Centro (MC).

A MC inclui a área central e a parte leste do centro expandido de São Paulo. Tem uma grande diversidade sócio-econômica, atendendo uma população fixa de cerca de 3 milhões de habitantes e uma população flutuante de 1,3 milhões de pessoas por dia.

A infra-estrutura da MC é a mais antiga na região metropolitana de São Paulo. Aproximadamente 73% das redes de distribuição têm mais de 30 anos. Isto faz com que as perdas reais que sejam predominantes (aproximadamente 60% de total).

A MC é composta por 28 setores de abastecimento, com 5.850 km de redes, abastecendo 710.000 ligações, com uma pressão de média de 45 mca. Desde que a primeira VRP foi instalada em 1997, até agora, foram instalados 201 VRPs, regulando a pressão em aproximadamente 50,8% da rede de distribuição (SABESP, 2010), e o principal resultado é a redução de 50% na frequência de vazamentos dentro das áreas protegidas.

3 METODOLOGIA APLICADA

Inicialmente, a primeira estratégia adotada foi instalar VRPs que cobrissem grandes extensões de redes de distribuição, com pequenas reduções de pressão. Algumas delas foram instaladas com saída fixa e outras com controladores modulados por tempo ou vazão.

Por exemplo, uma destas VRPs instaladas primeiramente foi a VRP Cardeal Arcoverde, Ø 350 mm, situada no setor de abastecimento Jardim América, cobrindo 41 quilômetros de redes, com 2.122 ligações em 2000 (mas agora em 2010 há 5.670 ligações). É uma área muito heterogênea, onde há muitas lojas, restaurantes, bares e edifícios para classe média alta. Tal região tem um tráfego diário pesado e alguns grandes consumidores estão situados nesta área. Esta VRP foi instalada em 2000 e foi modulada primeiramente com saída fixa. A pressão de montante variava de 48 a 38 mca e a pressão de jusante era ao redor 31 mca (Figura 1). A vazão mínima noturna reduziu de 360 m^3/h para 260 m^3/h, com uma economia média de 100 m^3/h (SABESP, 2001).

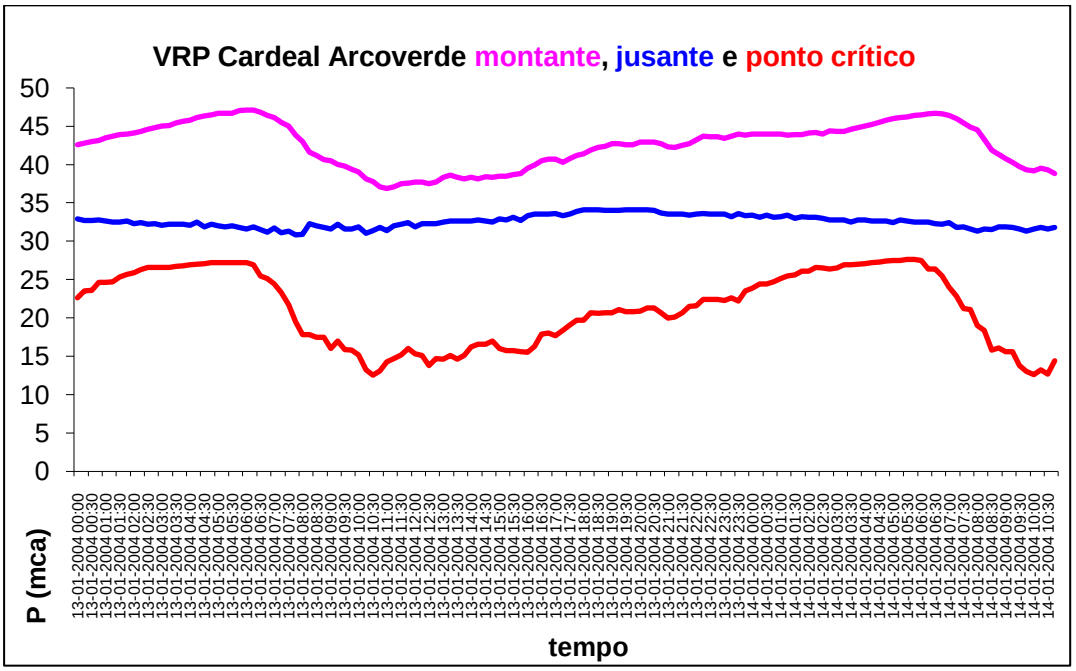


Figura 1 – Pressões Iniciais da VRP Cardeal Arcoverde.

A introdução de controladores eletrônicos associados às VRPs amplia as possibilidades de controle da pressão de saída (TARDELLI FILHO, 2004). Então, em 2004 foi instalado um controlador eletrônico modulado por tempo, que reduziu a pressão de jusante de 31 mca para 21 mca entre 12 h até às 6 h (Figura 2).

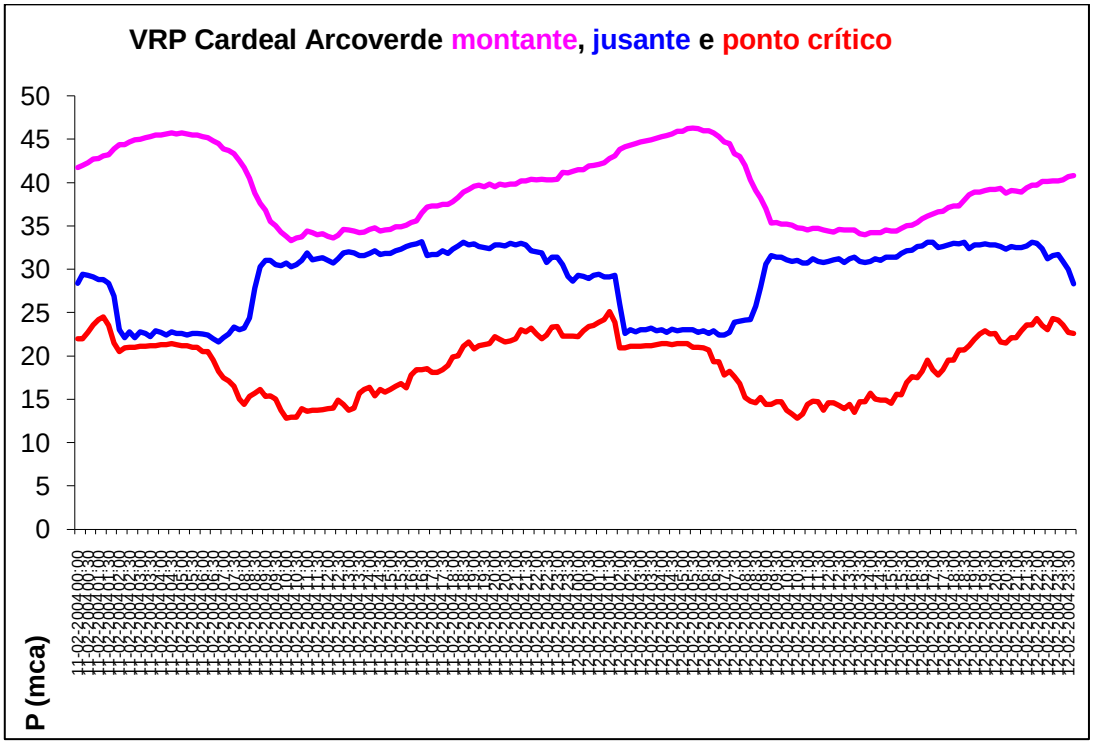


Figura 2 – Pressões da VRP Cardeal Arcoverde depois do controlador eletrônico por tempo.

Posteriormente, outra estratégia adotada para aperfeiçoar os ganhos foi a adaptação de VRPs auto-operadas com um só nível de pressão de jusante para dois níveis de pressão de jusante (duplo *set point*), implantando um novo dispositivo chamado chaveador hidráulico, que muda os níveis de pressão de saída, dependendo da demanda de setor e da pressão de montante da VRP. Este dispositivo trabalha como um controlador mecânico, muito simples, barato e efetivo para estas condições específicas (PARACAMPOS, 2009). Esta estratégia foi implementada em 24 VRPs existente entre 2007 e 2008, com uma economia adicional de 550 m^3/h. Um deste chaveador hidráulico também foi instalado na VRP Cardeal Arcoverde em 2007 (Figura 3).

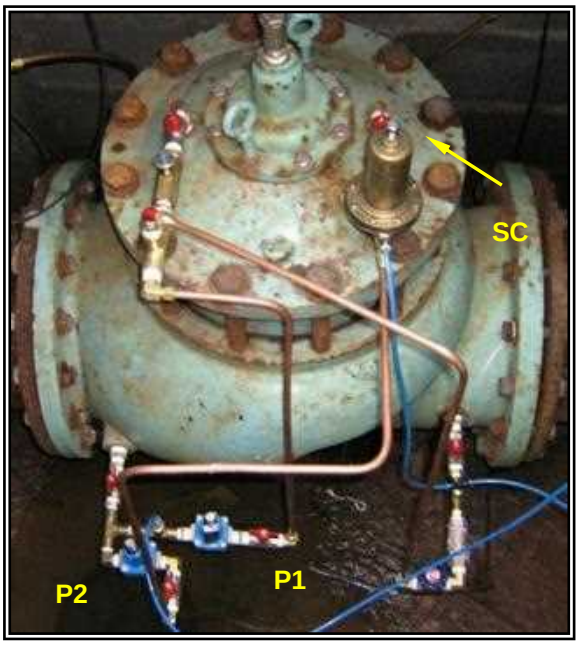


Figura 3 – VRP Cardeal Arcoverde: sistema chaveador (SC), pilotos de baixa pressão (P1) e alta pressão (P2).

O novo sistema consiste em um circuito hidráulico com 2 pilotos redutores de pressão e um dispositivo hidráulico, chamado CHAVEADOR, que direciona o fluxo de água do circuito de pilotagem para o Piloto de Alta Pressão ou para o Piloto de Baixa Pressão, dependendo do comportamento do setor de abastecimento (SABESP, RESTOR, 2007).

Os pilotos redutores são ajustados com diferentes níveis de pressão e o sistema de CHAVEAMENTO determina qual piloto deve atuar, em função do consumo do setor e do diferencial de pressão à montante da válvula.

Quando existe alta demanda de consumo e conseqüentemente uma diminuição de pressão à montante, o CHAVEADOR aciona o piloto redutor com ALTA pressão de saída. Quando a demanda é reduzida, o CHAVEADOR aciona o piloto redutor de BAIXA pressão.

Com a instalação do chaveador hidráulico, a pressão de jusante foi fixada em 30 mca entre 8 h até às 20h e 14 mca entre 20 h até às 8 h (Figura 4).

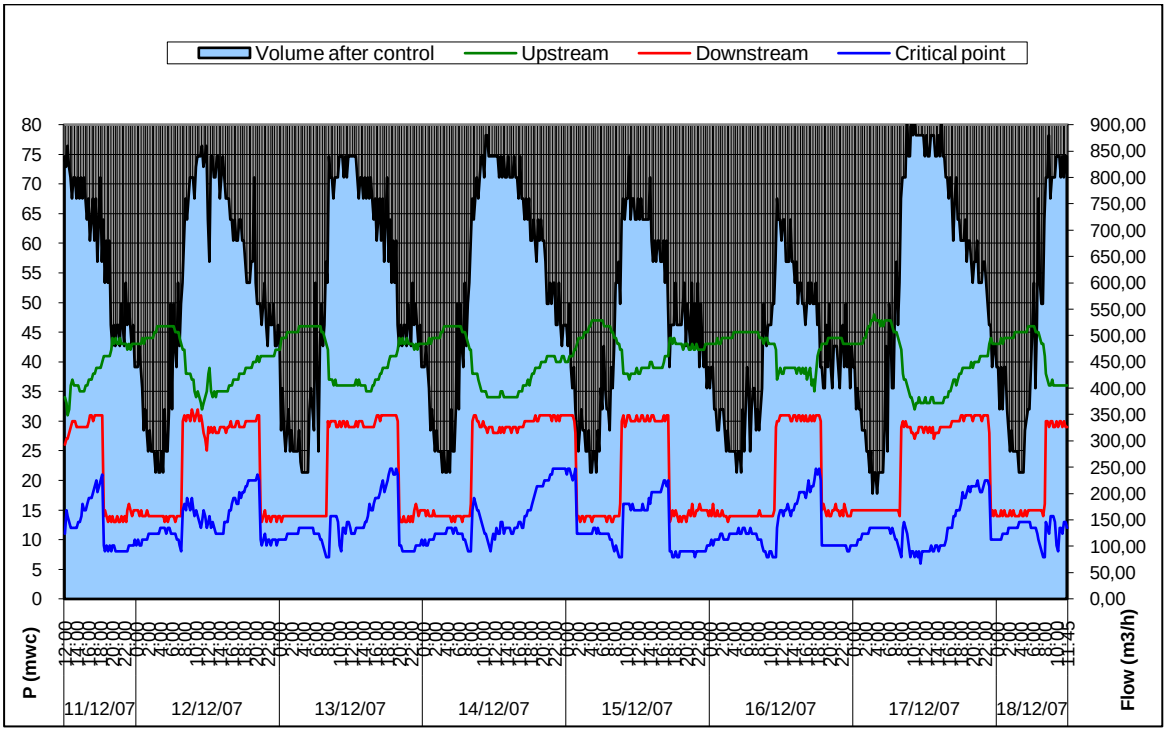


Figura 4 - Pressões da VRP Cardeal Arcoverde depois do chaveador hidráulico.

Como mostrado na Figura 4, a vazão mínima noturna reduziu para 240 m^3/h. O chaveador hidráulico permitiu uma economia de 20 m^3/h sobre os resultados obtidos em 2000, mas com um dispositivo muito mais barato.

Hoje em dia, a mais recente estratégia adotada em 2009 foi instalar VRPs na saída de reservatórios ou entrada de setores de abastecimento, reduzindo menos pressão, mas de fato afetando a extensão inteira do setor de abastecimento. A idéia é que se a freqüência de vazamentos atual for relativamente alta, então uma pequena redução na pressão pode produzir uma grande redução na freqüência de vazamentos e assim, pode aumentar a vida útil da infra-estrutura (THORNTON, STURM, KUNKEL, 2008). Esta alternativa foi adotada nos setores Jardim América e Derivação Brás.

A VRP Padre João Manuel (PAIXAO *et al*, 2010) foi projetada para melhorar a pressão durante as 24 horas de demanda do setor, por conter uma rede de distribuição em condições precárias e altas perdas de carga durante alguns períodos. Foi instalada na linha de saída do reservatório Jardim América, em uma rede de Ø 1000 mm (Figura 5) e controla o setor Jardim América inteiro, com 19.000 ligações e 300 quilômetros de redes.



Figura 5 – VRP Padre João Manuel.

A pressão de montante varia de 38 a 34 mca e a pressão de jusante é gradualmente reduzida para cerca de 5 mca entre às 20 h até às 5 h (Figura 6).

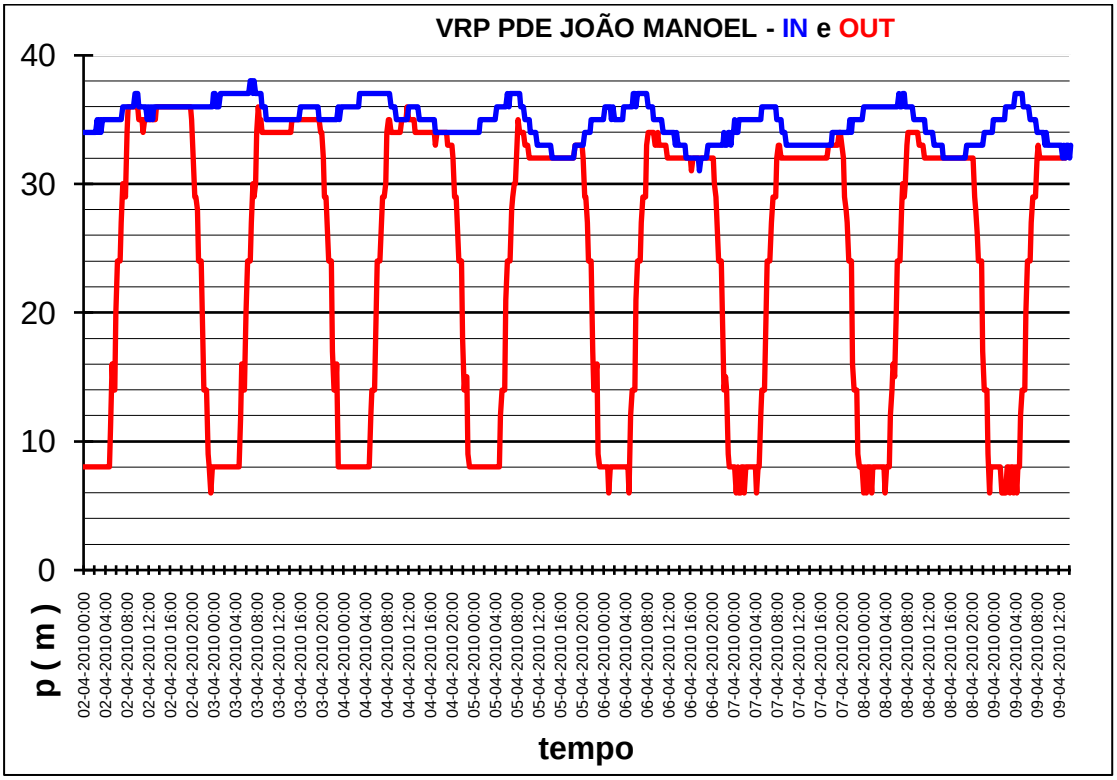


Figura 6 - Pressões da VRP Padre João Manuel.

Com a instalação desta VRP, a vazão mínima noturna de todo setor Jardim América reduziu de 500 L/s em janeiro de 2010, quando a VRP começou a ser regulada (Figura 7) para 300

L/s em julho de 2010, sendo os mais recentes resultados até o fechamento deste trabalho (Figura 8), com uma economia média de 200 L/s na vazão mínima noturna.

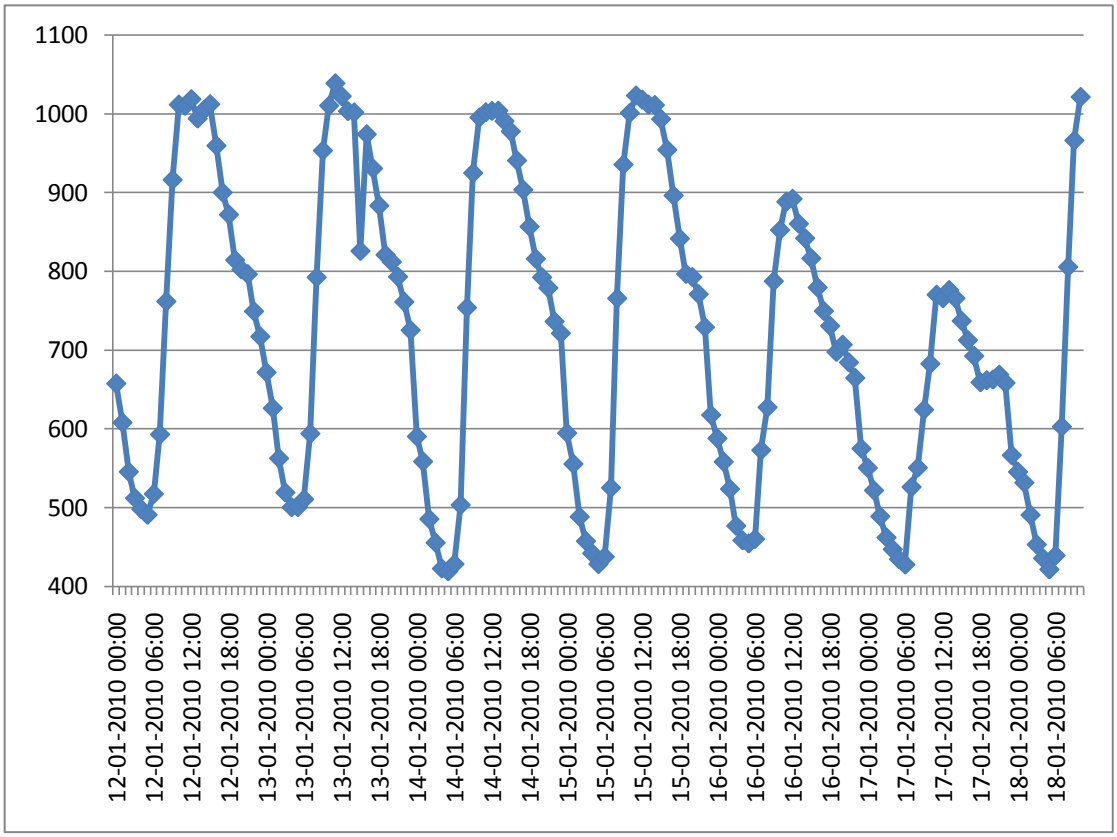


Figura 7–Vazão (L/s) do setor Jardim América em janeiro de 2010.

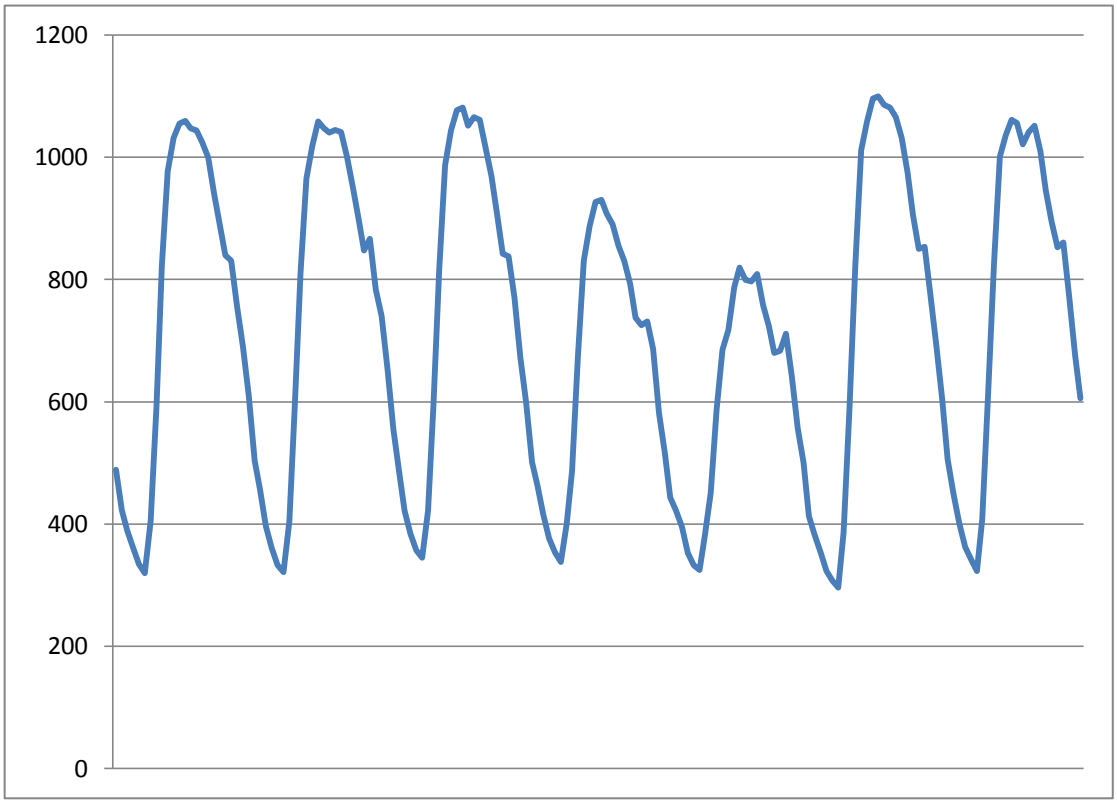


Figura 8 - Vazão (L/s) do setor Jardim América em julho de 2010.

Como a VRP Cardeal Arcoverde está situada dentro do setor Jardim América, com a instalação da VRP Padre João Manoel na saída do reservatório, a VRP Cardeal Arcoverde pré-existente teve que receber mais uma vez uma nova regra de operação, por trabalhar como um segundo nível de controle de pressão. Atualmente não há nenhum dispositivo de controle e a VRP está modulada novamente com saída fixa de 26 mca. Porém, com a redução da pressão de montante durante a noite, definida pela regra de operação da VRP Padre João Manuel, a pressão de jusante consequentemente é reduzida para 12 mca entre às 20 h até às 5 h. A vazão mínima noturna permaneceu ao redor de 240 m^3/h (Figura 9).

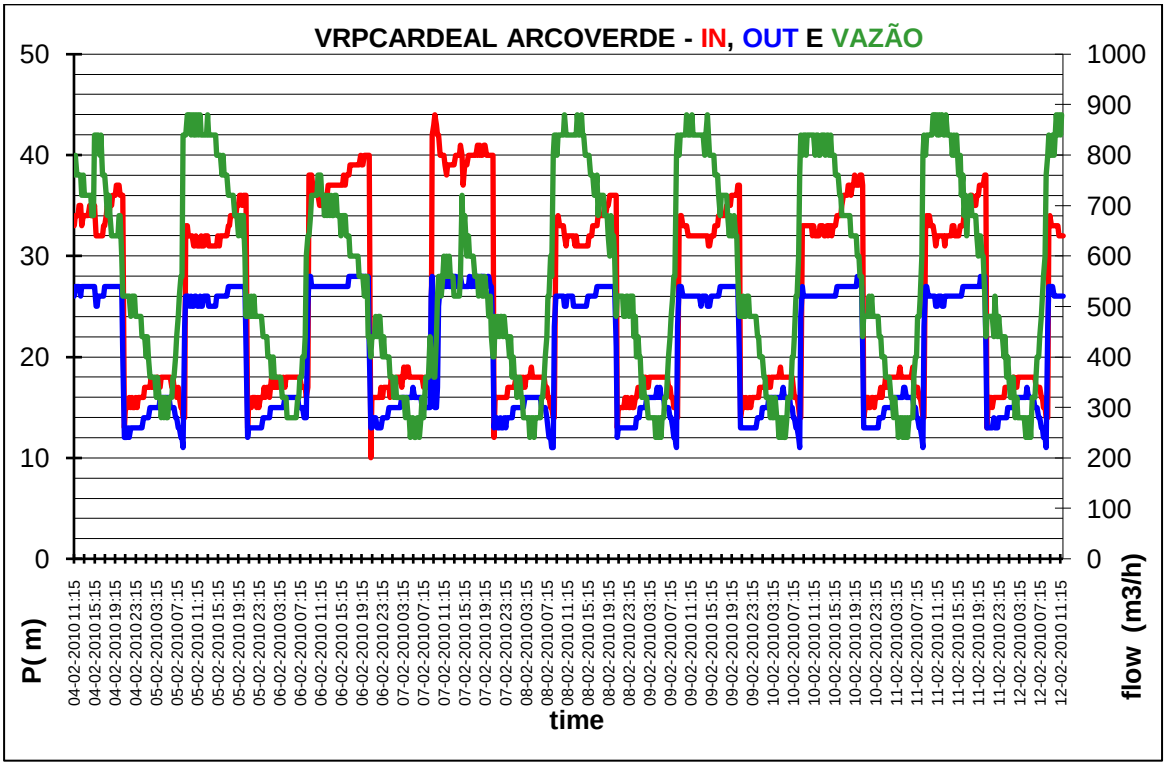


Figura 9 - Pressões da VRP Cardeal Arcoverde depois da VRP Padre João Manoel.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Desde a primeira instalação de VRP na MC, houve uma redução de 50% na freqüência de vazamentos dentro das áreas protegidas. A freqüência de 4,57 vaz/km obtida dentro das áreas de VRPs é quase 50% menor que os 10,89 vaz/km que ocorrem fora.

A estratégia adotada na VRP Cardeal Arcoverde mudou ao longo do tempo, desde a primeira regra de operação em 2000. A pressão de jusante começou com 31 mca com saída fixa e agora está em 12 mca durante a noite e 26 mca durante o dia. A vazão mínima noturna reduziu de 360 m^3/h para 240 m^3/h, apesar de um crescimento de 3.548 novas ligações na área da VRP desde 2000.

A outra estratégia de instalar VRPs na saída de reservatórios, reduzindo menos pressão, mas afetando a extensão inteira do setor de abastecimento, permitiu uma redução adicional de 200 L/s na vazão mínima noturna do setor Jardim América.

5 CONCLUSÕES

Para reduzir a freqüência de vazamentos e o volume perdido, as VRPs têm se mostrado muito eficiente, uma vez que a substituição de redes e setorização são ações mais caras.

Porém, uma vez que a VRP é instalada, sempre é aconselhável buscar melhorias acima das economias iniciais, através de uma maneira sustentável, procurando melhores ajustes e novas tecnologias de controle avançado de pressão. O nível secundário de controle de pressão com entradas múltiplas pode ser uma alternativa viável para alcançar estes resultados.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

PAIXAO et al. (2010) General aspects of the implementation of mega pressure reducing valve – Case study applied in Sao Paulo City – Brazil, IWA Water Loss 2010, São Paulo, Brasil.

PARACAMPOS, F. (2009) Pressure management as a tool for an efficient distribution network, Water 21, International Water Association, October 2009.

SABESP. (2001) Relatório Nº 28 – VRP Cardeal Arcoverde, Prestação de Serviços de Engenharia para Controle de Pressões, São Paulo: SABESP.

SABESP. (2010) Relatório de Acompanhamento do Programa de Redução de Perdas da Unidade de Negócio Centro – Dezembro 2009, São Paulo: SABESP.

SABESP, RESTOR. (2007) Relatório de Implantação de Duplo Set-Point em VRP – VRP Cardeal Arcoverde, Prestação de Serviços de Engenharia para adequação de VRP de 02 set-points, na Área da Unidade de Negócio CENTRO – Diretoria Metropolitana - M, São Paulo: SABESP.

TARDELLI FILHO, J. (2004) Controle e Redução de Perdas, In: TSUTIYA, M. T. Abastecimento de Água, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

THORNTON, J., STURM, R., KUNKEL, G. (2008) Water Loss Control. 2nd ed. New York: McGraw-Hill, 2008.

MELHORIA DA EFICIÊNCIA OPERACIONAL NO SETOR DE ABASTECIMENTO IRACEMA (OSASCO)

Aplicação da metodologia *PMI – Project Management Institute* no Projeto Iracema em Osasco para melhoria da eficiência operacional

ROBERTO BARROS

RESUMO

A eficiência operacional é uma das principais premissas adotadas pela SABESP com vistas à redução dos desperdícios de água e à preservação dos recursos hídricos. Outras ações com a mesma finalidade são amplamente difundidas pela *IWA – International Water Association* confirmando a preocupação das grandes organizações mundiais com o tema.

Alinhado às estratégias empresarias e em consonância com as práticas para sustentabilidade no saneamento ambiental, este trabalho tem por objetivo demonstrar o sucesso da aplicação de algumas ferramentas de gestão preconizadas pela metodologia *PMI – Project Management Institute*, no projeto de combate às perdas de água realizado no setor de abastecimento Iracema pela SABESP - Unidade de Negócio Oeste.

Os principais resultados obtidos serão apresentados ao longo deste artigo de comunicação, entre eles merece destaque a redução do índice de perda em 296 litros/ligação.dia.

Palavras-chave: projeto iracema em osasco

engenheiro civil, pós-graduado em Controle de Poluição Ambiental e em Administração e Marketing, filiado à ABES-SP (Rua Eugênio de Medeiros, 242 – 6º andar - São Paulo – SP - Brasil); robertobarros@sabesp.com.br; 55 11 3599-9127.

1. OBJETIVO

A SABESP orientada pela visão de tornar-se uma empresa de Soluções Ambientais tem como uma das principais metas corporativas a redução das perdas, para utilização sustentável dos recursos hídricos e a preservação dos mananciais.

Em face da necessidade de melhorar a eficiência operacional a SABESP - Unidade de Negócio Oeste implantou o MASP – Método de Análise e Solução de Problemas focados em perdas de água. Este método favoreceu a padronização das atividades, por meio de procedimentos e instruções de trabalho, e o avanço dos controles de medição do volume utilizado por meio do Sistema Informatizado Scorpion.

Um dos principais resultados do MASP foi a criação dos grupos de projetos por setor de abastecimento para o combate às perdas de água. Após análise crítica dos setores de abastecimento foi possível identificar que um dos maiores índices de perdas de água estava registrado no setor de abastecimento Iracema, localizado no município de Osasco. Este setor é responsável por 40% do abastecimento do município de Osasco e 10% da Unidade de Negócio Oeste, motivos pelos quais foi selecionado para receber o projeto piloto de perdas.

O principal desafio para desenvolvimento deste projeto foi alavancar os resultados utilizando o mesmo orçamento.

2. METODOLOGIA

2.1 Introdução

A metodologia utilizada na elaboração do projeto de perdas é oriunda do PMI, com as seguintes etapas:

- Project Charter
- Estrutura Analítica do Projeto (EAP)
- Estimativa de Custos;
- Sequenciamento de Atividades;
- Cronogramas;
- Matriz de Responsabilidades;
- Lista de Interessados;

- Plano de Controle de Riscos;
- Plano de Comunicações.

2.2 Project Charter

Nos últimos anos, o MS Project vem sendo largamente utilizado como uma das principais ferramentas de gestão de projetos, para as empresas que desejam fazer a diferença no seu trabalho mediante o planejamento, gestão e comunicação.

A Microsoft Office Project fornece ferramentas de gestão de projetos robustas em conjunto com a combinação ideal de usabilidade, capacidade e flexibilidade, para que possa gerir os projetos diretamente a partir do seu computador.

Seguem-se as principais razões para utilizar o MS Project:

- ✓ **Planejamento e gestão**
- ✓ **Relatórios e controle**
- ✓ **Apresentação eficiente de informações do projeto**
- ✓ **Integração de dados fácil.**
- ✓ **Usabilidade melhorada.**
- ✓ **Ajuda imediata.**

2.3 Estrutura Analítica do Projeto (EAP)

As atividades detalhadas da EAP são transferidas para o diagrama de rede e representam as atividades que devem ser executadas durante a vida do projeto. Por essa razão, é mais fácil se as atividades detalhadas da EAP forem escritas em forma de ação e transferidas diretamente para o diagrama de rede sem a necessidade de alterações.

Por exemplo, em vez de colocar uma atividade detalhada da EAP escrita como "Reunião semanal", escreva-a na forma de ação "Agendar uma Reunião Semanal". Em vez de colocar uma atividade detalhada da EAP escrita como "Plano de Testes", escreva-a na forma de ação "Criar um Plano de Testes". Desta maneira, as atividades detalhadas podem ser transferidas para o diagrama de rede com um mínimo de mudanças na escrita.

2.4 Estimativa de Custos

O melhor método para calcular custos depende do âmbito do projecto, nível de precisão necessário e as práticas da organização.

De modo a obter estimativas de custos realistas, pode pretender rever dados históricos a utilizar como uma base para introduzir informação de custo do projeto.

O Project ajuda-o a desenvolver estimativas de custos relativamente às tarefas e recursos necessários para concluir o projecto e calcular os custos de modo a criar um orçamento preciso.

2.5 Seqüenciamento de Atividades

O seqüenciamento das atividades permite a identificação de cada uma das tarefas, dos seus produtos e a visualização do seu encadeamento, servindo de base para a organização do cronograma do projeto. Além disso, ajuda o gestor a estabelecer um consenso sobre as atividades que precisa realizar sua ordem de realização e as relações de dependência entre elas. Define as mais importantes, as realizáveis em paralelo, as remanejáveis e mesmo dependentes de fatores externos (como fornecedores, por exemplo).

2.6 Cronograma

As atividades respeitaram uma seqüência, onde cada atidividade dependia da sua predecessora.

2.7 Matriz de Responsabilidades

Dentro do grupo de projeto multidisciplinar havia representantes de diversas áreas, onde cada um era responsável pelo acompanhamento de uma determinada tarefa, bem como trazer para a reunião de analise critica os resultados obtidos, e possíveis adequações no que foi planejado.

2.8 Lista de Interessados

Foi elaborada uma lista contendo todas as entidades que poderiam sofrer impacto com a realização do projeto. Esta lista contempla população, prefeitura, departamento de transito, hospitais, delegacias, escolas e a imprensa.

2.9 Plano de Controle de Riscos

Na elaboração do projeto foram identificados vários riscos, que poderiam comprometer o andamento do mesmo.

Esses riscos foram classificados numa ordem de grandeza, servindo de parâmetro para priorização das atividades previamente definidas.

2.10 Plano de Comunicações

Foi elaborado um plano de comunicação para informar todas as atividades pertinentes ao projeto, direcionadas para as áreas especificas de acordo com o grau de impacto.

2.11 Acompanhamento

- ✓ Formação de grupos de projetos composto por profissionais multidisciplinares e um gerente de projeto;
- ✓ Utilização de indicadores de gestão, de prazos, escopo, custos e integração durante a execução do projeto;
- ✓ Utilização de software dedicado à gestão do projeto;
- ✓ Avaliação do setor de abastecimento, levantando informações operacionais relativas às perdas, com definição de ações/tarefa.

3. DESENVOLVIMENTO DO PROJETO DE PERDAS

3.1 Planejamento do Projeto

3.1.1 Levantamento do perfil do setor, conforme fig. 1

Figura 1



- 56 núcleos de baixa renda, representam 20% da população;
- 20% de tubulação em CA;
- 75% de tubulação em PVC;
- 5% de tubulação em outros materiais;

} idade média da tubulação 40 anos

- Números de ligações: 70460;
- 20 VRP's, abrangência de 20% da área do setor;
- 3 boosters;
- Valor estimado do projeto: 4.911.999,68

3.1.2 Cronograma

- ✓ Período
- ✓ Gestão
- ✓ Volume Disponibilizado – VD
- ✓ Volume Utilizado – VU

3.2 Desenvolvimento do Projeto

3.2.1 Período

- ✓ Inicio 20/03/2008
- ✓ Termino 31/12/2009

3.2.2 Módulo: Gestão

- ✓ Analise critica
- ✓ Treinamento
- ✓ Balanço hídrico
- ✓ Acompanhamento de custos
- ✓ Acompanhamento de prazos
- ✓ Disponibilidade de recursos
- ✓ Definição de indicadores operacionais
- ✓ Definição de indicadores gerenciais
- ✓ Acompanhamento do plano de comunicação
- ✓ Macro medição
- ✓ Implantação dos DMC's (Distrito de Medição de Controle)
- ✓ Verificação do uso racional da água

3.2.3 Módulo: Volume Disponibilizado – VD

- ✓ Macro zonas de medição
- ✓ Campanha de medição
- ✓ Descobrimento de válvulas
- ✓ Estratégicas nas alças
- ✓ Pesquisa de vazamento não visível
- ✓ Serviços em redes e ramais de água

- ✓ Controle de pressão

3.2.4 Módulo: Volume Utilizado – VU

- ✓ Levantamento de ligações em taxa fixa
- ✓ Identificação dos núcleos em baixa renda
- ✓ Verificação da micro medição
- ✓ Inativas
- ✓ Fraudes
- ✓ Atualização / centro cadastral
- ✓ Trocas de hidrômetros
- ✓ Grandes consumidores
- ✓ Clientes potenciais

3.3 Ferramentas utilizadas

3.3.1 SCORPION: Sistema de Controle de Operação, Resolução de Problema e Informações On Line

3.3.2 NETMOMO: Sistema de informações comerciais e cadastrais

3.3.3 SAMA: Sistema de Acompanhamento de Macro ações (ganhos)

3.3.4 SGH: Sistema de Gestão de Hidrometria

3.3.5 SIGNOS: Sistema de Informação Geográfica no Saneamento

3.3.6 NET PERDAS: Sistema de Perdas da M (Diretoria Metropolitana)

3.3.7 PROJECT: Project Management Institute

RESULTADOS

VU	Fraude/ Inspeção	11.908
	Fraude/ Constatada	767
	Ligações inativas / inspeção	7467
	Ligações inativas / regularizadas	781
	Troca de hidro (preventiva / corretiva)	39.037
	Incremento de VU (m^3)	1.516.306
VD	Varredura / Extensão km	1022.12 km
	Varredura / vazamento p/ km	1,77
	Vazamentos consertados	13.441
	Troca ramal (preventivo / corretivo)	4.498
	Reparo / vazamento geral	8.254
	Redução de VD (m^3)	5.155.352

ÍNDICE DE PERDA

Março/ 2008	Dezembro/2009
520 l/lig/dia	224 litros / ligação dia

RESUMO ESTATÍSCO

Projeto	Escopo	Prazo (meses)	Valor Estimado (R$)	Número de Profissionais	Número de Ligações
Setor Osasco - Iracema	Controle Integrado de Perda de Água	22	5.836.399,00	10	70.460

CONCLUSÕES/RECOMENDAÇÕES

A gestão de projeto realizado com base nas boas práticas de gestão preconizado pelo PMI possibilitaram uma otimização nos resultados de combate às perdas de água.

No período de 22 meses do projeto, reduziu-se **296 litros/ligação.dia** (no indicador anual) no Setor de Abastecimento Iracema, conforme gráfico abaixo.

Enfim, a metodologia de gestão de projetos aplicada à melhoria da Eficiência Operacional (Redução de Perdas de Água), com a utilização de ferramentas apropriadas e com ações integradas, proporciona a potencialização dos resultados com menor tempo, custo e retorno do investimento.

AGRADECIMENTOS

O êxito deste projeto, marco na Unidade de Negócio Oeste nas atividades de combate às perdas, foi possível graças ao empenho de várias pessoas, mas entre elas destaca-se:

- O superintendente Milton de Oliveira, pelo apoio dado ao grupo de projeto Iracema e pela confiança na minha indicação como responsável pelo projeto;
- O gerente da Divisão de Perdas Josué Fraga da Silva e equipe pelo fornecimento de dados e conhecimento compartilhado;
- Ao consultor Eduardo Bulhões, da empresa B&B Engenharia, que pela sua vasta experiência PMI nos auxiliou no desenvolvimento de todo o projeto, e
- A todos os participantes que integraram o grupo de projeto Iracema pela dedicação e comprometimento:



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. DAYCHOUM, Merhi (2008). *40 + 2 Ferramentas e Técnicas de Gerenciamento*.2ed. Ed. Brasport. Rio de Janeiro, Brasil.

2. PMI – Project Management Institute (2004). Um *Guia do Conjunto de Conhecimentos em Gerenciamento de Projetos*. 3 ed. Ed. Pensylvania. EUA.

3. TSUTIYA, Milton Tomoyuki (2006). *Abastecimento de água. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da USP*. São Paulo, Brasil.

4. VARGAS, Ricardo (2004). *Manual Prático do Plano do Projeto*. 3 ed. Ed. Brasport. Rio de Janeiro, Brasil.

MELHORIA DE SEDIMENTABILIDADE DA LAMA NA ETAR DE VALE FARO

Noémia BENTO[(1)], Sandra VIEGAS[(2)], Sara Barreto[(3)], António MARTINS[(4)]

RESUMO

A Estação de Tratamento de Águas Residuais de Vale Faro, constituída por um processo de tratamento de lamas activadas em regime arejamento prolongado, com a configuração de valas de oxidação, tem apresentado periodicamente problemas relacionados com a fraca sedimentabilidade da lama biológica, o que tem sido associado fundamentalmente à presença excessiva de microrganismos filamentosos. Consequentemente, o desempenho da instalação é afectado, tanto a nível da fase líquida como da própria fase sólida.

Para minimizar este problema, ou mesmo eliminá-lo, foi feito um diagnóstico às diversas etapas da instalação, com o objectivo de identificar os pontos críticos.

Tendo como base este diagnóstico, em que se analisaram tanto dados de operação como de projecto, e literatura especializada, foram identificadas diversas medidas. Algumas intervenções foram já efectuadas, passando por alterações de circuitos hidráulicos, instalação de sistemas de aspersão com água da rede em locais acumuladores de escumas, alterações dos dispositivos de entrada e saída do efluente nos decantadores secundários até à adição de polieletrólito à saída das valas de oxidação. Estas intervenções levaram à produção de um efluente secundário tratado de excelente qualidade (SST 5 mg/l; CBO 4 mg/l; CQO 25 mg/l; Nt 6 mg/l; turvação 3,4 NTU e transmitância 65%) e, consequentemente, a um bom desempenho da instalação.

Palavras chave: ETAR, sedimentabilidade, bactérias filamentosas, produtos químicos, desempenho.

[1] Eng.ª Ambiente, Técnica Responsável de Exploração, n.bento@aguasdoalgarve.pt

[2] Eng.ª Química, Eng.ª de Processo, s.viegas@aguasdoalgarve.pt

[3] Eng.ª Ambiente, Técnica Saneamento, s.barreto@aguasdoalgarve.pt

[4] Eng. Ambiente, PhD, Eng. de Processo, m.martins@aguasdoalgarve.pt

1 INTRODUÇÃO

A Estação de Tratamento de Águas Residuais (ETAR) de Vale Faro, localizada no litoral do Município de Albufeira, sofreu uma remodelação e ampliação, por parte da Câmara Municipal de Albufeira, em 2001 e 2002 com o objectivo de servir uma população no horizonte de projecto de cerca de 130.000 hab. eq.. Posteriormente, a Águas do Algarve, S.A. (AdA) procedeu à construção de um novo emissário submarino, com 1020 metros de extensão e dum sistema de desinfecção por radiação Ultra Violetas (UV), tendo estas infra-estruturas entrado em funcionamento em 2005.

A nível da etapa de tratamento biológico, a ETAR, cuja representação esquemática se apresenta na Figura 1, é constituída por um processo de tratamento de lamas activadas em regime de arejamento prolongado, com a configuração de valas de oxidação, existindo duas valas em paralelo. Cada vala possui duas zonas arejadas e duas zonas anóxicas, representando a zona aeróbia cerca de 60% do volume total. A montante de cada vala existe um pequeno tanque de contacto anaeróbio, implementado inicialmente com o objectivo de actuar como tanque de desfosfatação. A jusante dos reactores biológicos existem três decantadores secundários de geometria rectangular, após os quais o efluente é desinfectado no sistema de desinfecção por lâmpadas UV, em canal aberto, antes de ser descarregado através do emissário submarino. No Quadro 1 apresentam-se os principais dados de dimensionamento da ETAR de Vale Faro.

Com a exploração da ETAR por parte da AdA, constatou-se a existência de algumas limitações que condicionavam o desempenho da instalação, designadamente a nível da fraca sedimentabilidade da lama biológica, o que tem sido associado fundamentalmente à presença excessiva de microrganismos filamentosos (Martins *et al.*, 2003). Consequentemente, o desempenho da instalação é afectado, tanto a nível da fase líquida, através da deterioração da qualidade do efluente decorrente da perda de sólidos biológicos, como da própria fase sólida, mediante a produção de lama pouco espessa e com fracas características de desidratabilidade.

Este artigo tem como objectivo descrever a metodologia adoptada na identificação e diagnóstico das principais limitações identificadas na instalação, bem como apresentar resultados de operação que demonstram a eficácia das medidas entretanto implementadas. Finalmente, transmitem-se algumas recomendações, tanto a nível de projecto, como de operação, decorrentes da experiência adquirida neste sistema.

2 METODOLOGIA

Perante a constatação de períodos de menor desempenho da ETAR de Vale Faro, procedeu-se à elaboração de um diagnóstico com o objectivo de identificar os pontos críticos que, de alguma forma, têm contribuído para esta situação.

O diagnóstico foi efectuado a partir da seguinte informação de base:

- projecto da instalação, nomeadamente dos dados de base, dimensões dos órgãos, capacidade do equipamento mais relevante e sistemas de automatização/controlo;
- dados de operação, registados em ficheiros Excel e em relatórios de exploração, tais como caudais, resultados analíticos, dados de observação da lama ao microscópio (Jenkins *et al.*, 1993) e dados do sistema de supervisão;

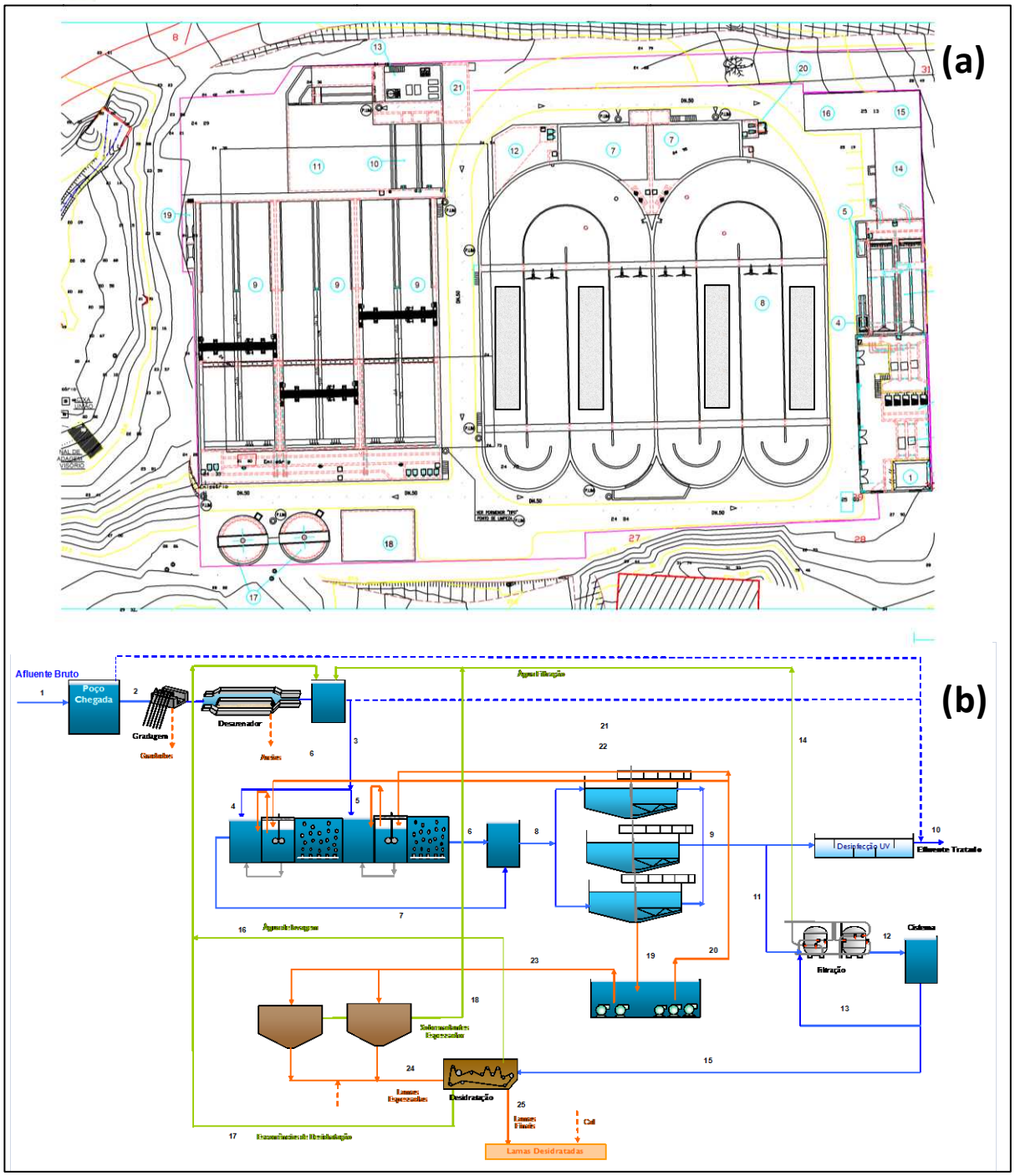


Figura 1: Representação da ETAR de Vale Faro. (a) planta [7- tanque de contacto anaeróbio, 8- vala de oxidação, 9- decantador secundário]; (b) diagrama linear.

- balanços de massas, realizados para determinar valores em falta e, ou avaliar a consistência dos dados.

Esta informação foi tratada num ficheiro Excel (Figura 2), tendo-se determinado vários parâmetros operacionais que serviram de suporte na avaliação de desempenho das

diversas operações e processos unitários. Os parâmetros operacionais foram comparados com os valores de projecto e com valores bibliográficos.

Tendo como base este diagnóstico foram identificadas diversas medidas conducentes à melhoria de desempenho da instalação.

Foram realizados ensaios à escala laboratorial para avaliar o efeito de vários reagentes químicos na sedimentabilidade de lama biológica.

Utilizou-se ainda, durante o período de época alta de 2009, e já após a implementação de algumas das medidas preconizadas, de equipamento de monitorização em linha, disponibilizado pela firma Hack-Lange, para medir a qualidade do efluente tratado no que se refere aos parâmetros transmitância, turvação, azoto amoniacal, nitratos e ortofosfato bem como para monitorizar o oxigénio dissolvido, potencial redox e concentração de sólidos suspenso totais nas valas de oxidação e a altura do manto de lamas num dos decantadores secundários.

Quadro 1: Principais dados de dimensionamento da ETAR de Vale Faro.

Condições de Projecto		
Afluente Bruto		
Caudal de Projecto	24.310	m^3/dia
Caudal máximo horário	4.232	m^3/h
População	130.000	habitantes
Cargas do efluente bruto		
SST	7.804	kg/dia
CQO	19.497	kg/dia
CBO_5	7.804	kg/dia
NT	1.216	kg/dia
PT	292	kg/dia
VLE efluente tratado		
SST	35	mg/L
CQO	125	mg/L
CBO_5	25	mg/L
CF	2.000	ufc/100 ml
Critérios tratamento biológico		
Carga Volúmica	0,39	kg CBO5/(m^3.dia)
Carga Mássica	0,098	kg CBO5/(kg SSV.dia)
SST	3500	mg/L
Critérios decantadores secundários		
Carga Hidráulica (caudal médio)	0,6	m/h
Carga Sólidos (caudal médio)	2,38	kg SST/ (m^2.h)
Taxa de descarga (caudal médio)	0,2	m/s
IVL máximo	150	ml/g

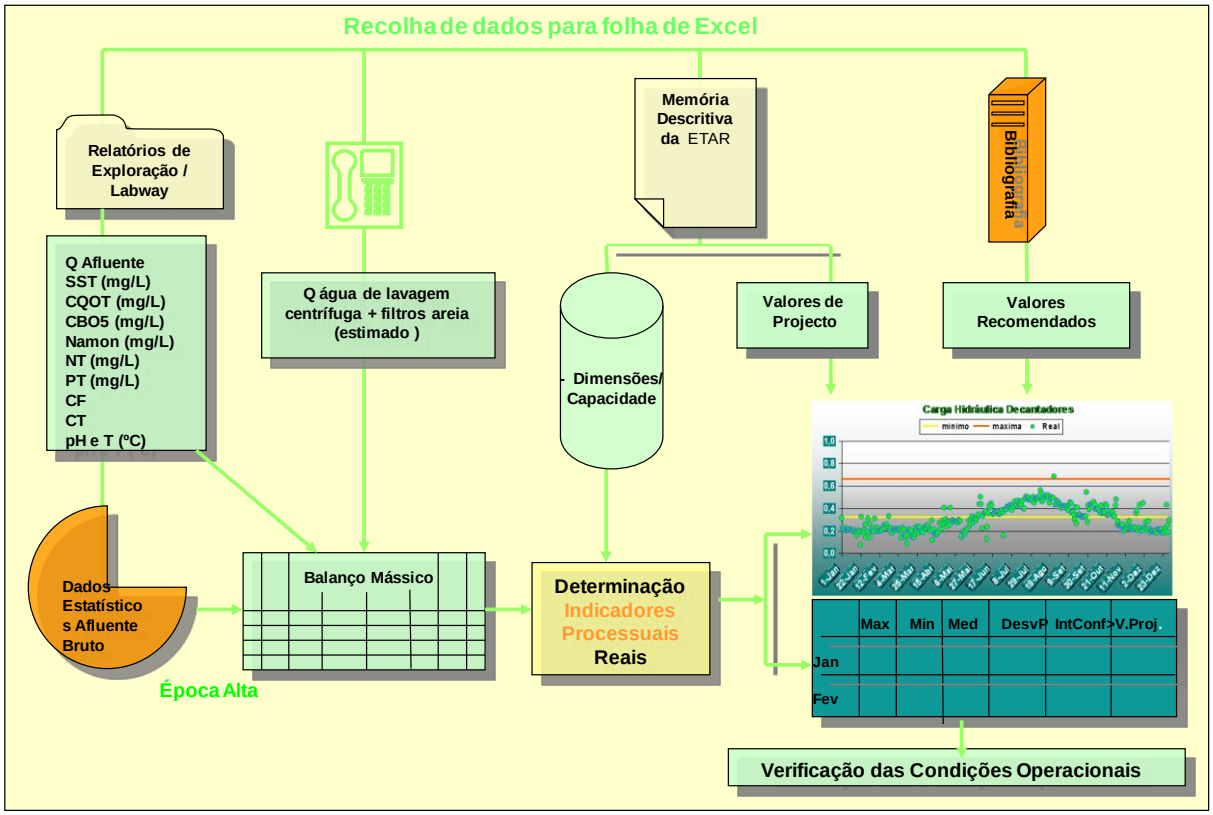


Figura 2: Representação esquemática da metodologia utilizada no diagnóstico

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Diagnóstico de desempenho da instalação

No Quadro 2 e na Figura 3 apresentam-se resultados sumários do diagnóstico realizado às condições de funcionamento da ETAR (2008-2008), bem como após a execução de algumas intervenções (2009).

A nível de caudal afluente à ETAR, quer em termos de caudal médio diário, quer em termos de caudal de ponta horário, constata-se que teve sempre valores significativamente inferiores ao caudal de projecto da instalação (Figura 3 (a)) e idêntico perfil e valores ao logo dos anos.

Durante o ano de 2007 o sistema apresentou em geral um bom desempenho, cumprindo na generalidade o normativo de descarga. Já no ano de 2008 houve algumas violações durante a época alta, tal como se constata no parâmetro CQO representado na .Figura 3 (c).

Embora as cargas aplicadas à ETAR, designadamente de CBO5, CQO (Figura 3 (b)), SST, azoto e fósforo fossem consistentemente inferiores às cargas de projecto da instalação, verificou-se que as cargas orgânicas reais aplicadas às valas aproximaram-se dos valores de projecto, durante a época alta, face à contribuição das escorrências internas (*e.g.*, linha de lamas). A magnitude desta contribuição resulta em grande parte da elevada concentração de sólidos neste circuito devido ao baixo desempenho das etapas de espessamento/desidratação de lamas. A lama desidratada final apresenta cerca de 16% de

MS, enquanto o projecto indica valores de 22 a 25%, os quais são, na realidade, também demasiado optimistas.

Quadro 2: resultados sumários do diagnóstico realizado às condições iniciais de funcionamento da ETAR (2008-2008) e após a execução de algumas intervenções (2009).

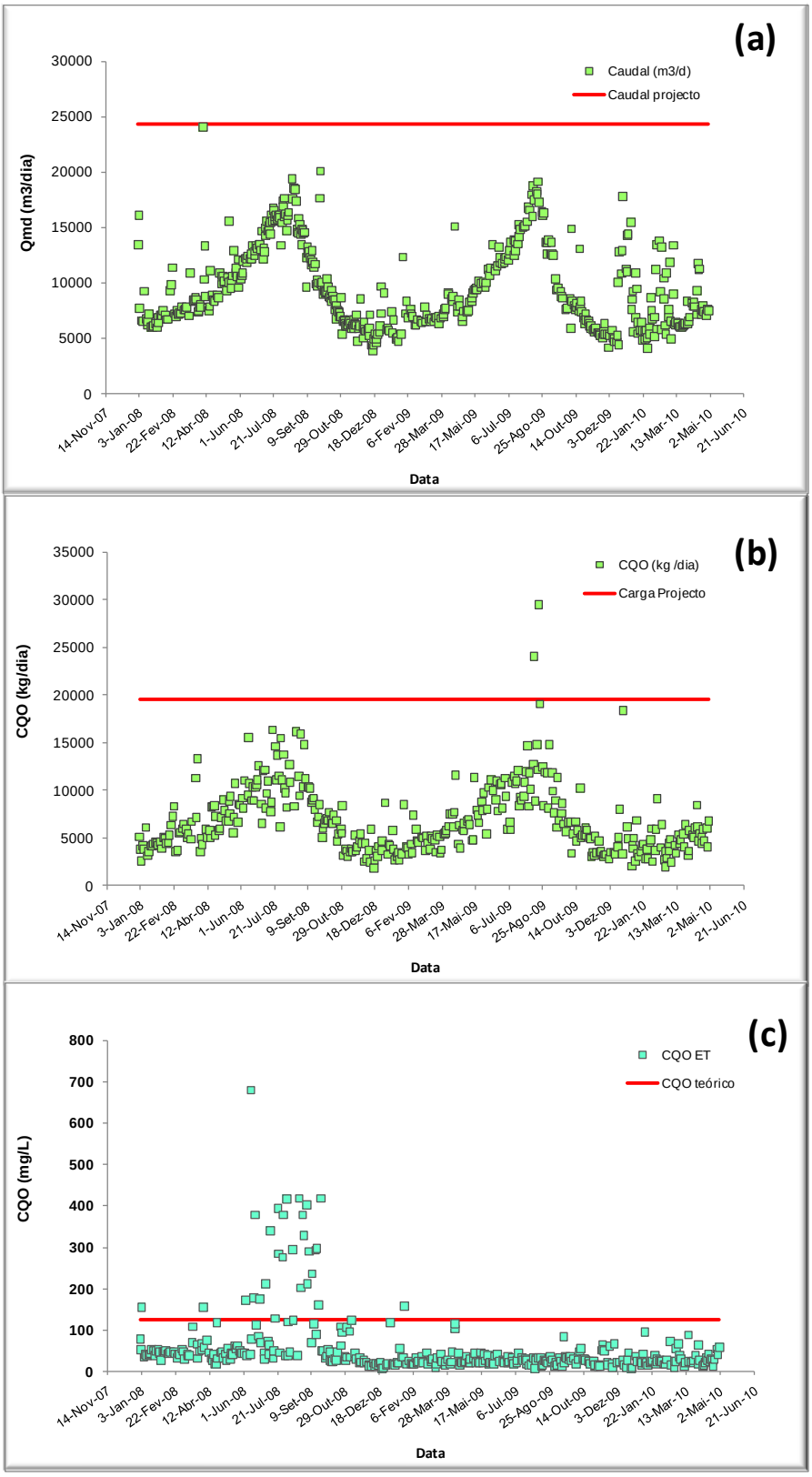
Parâmetro	2007- 2008	2009 (após intervenções, incluindo adição de pólielectrólito)	*VR* ou VLE	Unidades
Condições Afluência				
Q	14.100	13.342	24.310	m^3/dia
CBO_5	4.962	5.039	7.804	kg/dia
Condições tratamento biológico				
Cm vala	0,25	0,07	0,10	kg CBO_5/kg MLSSV.dia
SST	3.242	4.712	3.500	mg/L
IVL	**313**	**167**	150	ml/g
Efluente tratado				
SST	**122**	**5**	*35*	mg/L
CBO_5	**20**	**4**	25	mg/L
CQOT	**176**	**25**	125	mg/L
Turvação	**280**	**3,3**	*10*	NTU
Transmitância	**53**	**65**	*55*	%
NT	**25**	**6**	*15*	mg/L N

No ano de 2008 ocorreram algumas violações ao normativo de descarga da instalação, designadamente na época alta, não tendo igualmente ocorrido o processo de nitrificação. O motivo para estas violações deveu-se essencialmente à deterioração da qualidade da lama, tendo o IVL apresentado geralmente valores superiores a 250 ml/g, tratando-se assim de uma situação de *bulking* filamentoso.

Entre os vários motivos que contribuem para este problema de sedimentabilidade da lama destacam-se, na presente instalação, os seguintes:

- persistência de acumulação de grande quantidade de escumas à superfície das valas de oxidação. A existência de zonas anóxicas e, portanto, de zonas relativamente estagnadas, entre zonas aeróbias da vala, associadas ao sistema de arejamento por ar difuso, contribui para a formação e desenvolvimento das escumas e para a subsequente inoculação do liquor misto.

Figura 3: Resultados sumários do diagnóstico realizado às condições iniciais de funcionamento da ETAR (2008-2008) e após a execução de algumas intervenções (2009).



- o controlo do arejamento e respectiva automatização tem várias limitações, o que afecta a estabilidade e o próprio desempenho do processo biológico. Embora os sobrepressores (2+1) estejam correctamente dimensionados para fazer face às necessidades de arejamento do sistema, ambos estão ligados, pela mesma tubagem de alimentação às valas, o que não permite um controlo dedicado para cada reactor biológico. Por outro lado, as próprias sondas de oxigénio dissolvido e de redox, face à sua idade, descalibram-se frequentemente. Refira-se ainda que o próprio posicionamento de duas das quatro sondas redox não é o mais adequado, dado estarem posicionadas no final da zona aeróbia. Por outro lado, os sobrepressores, bem como os quadros eléctricos, estão localizados em salas com deficientes condições de ventilação e refrigeração, atingindo-se temperaturas no ar ambiente superiores a 40 ºC. Nestas condições ocorrem disparos intempestivos das protecções dos equipamentos, aumenta a probabilidade de ocorrer avaria dos arrancadores progressivos e dos variadores de velocidade, podendo ainda ocorrer a paragem ou redução no número de sobrepressores em funcionamento a própria avaria das cabeças dos sobrepressores.
- existência de condições redutoras com material fermentado dificilmente biodegradável na estação elevatória de lamas recirculadas, decorrente das escorrências das operações de espessamento/desidratação.
- o tanque de contacto anaeróbio não possui a configuração mais adequada já que não é compartimentalizado, não possuindo um escoamento do tipo tubular necessário para promover a formação de flocos biológicos densos e, portanto, lama facilmente sedimentável (Martins *et al.*, 2003). Por outro lado, o tempo de retenção hidráulico (cerca de 35 min nas condições de caudal actual) é demasiado baixo para um tanque de contacto anaeróbio, bem como a carga volúmica (2,5 kg CQO/m^3/d) e mássica (1,9 kg CQO/kg SST/d) aplicadas. O motivo para esta última situação deve-se ao facto de 100% do caudal de lamas recirculadas estar a ser enviado para o tanque de contacto, em vez de apenas um fracção de caudal, situação esta aliás prevista no projecto da instalação, mas que terá sido abandonada pelo facto de não ser necessário remover o fósforo.

Por outro lado, nos decantadores secundários, de configuração rectangular, foram identificadas possíveis limitações hidráulicas que afectam o seu desempenho, tanto a nível da entrada de licor misto, como a nível do posicionamento das caleiras de recolha das lamas sedimentadas como ainda da taxa de descarga.

A entrada do licor misto em cada decantador é feito através de aberturas rectangulares, localizadas na parede lateral do órgão, junto ao fundo, com velocidades de passagem, em situações de caudal de ponta, da ordem dos 40 cm/s, valor este que está no limiar dos valores recomendados na bibliografia (30 a 40 cm/s, de acordo com Ekama *et al.*, 1997). Não existem, no entanto, placas deflectoras que permitam a diminuição da energia cinética do licor misto à entrada do órgão, situação esta agravada pelo facto de uma das duas caleiras de recolha das lamas estar situada a menos de 1 m da entrada, no fundo do órgão. A segunda caleira de recolha de lamas está a cerca de 14 m da entrada, ou seja está localizada a 2/3 do comprimento do órgão (42 m). Depreende-se destas situações que a floculação e sedimentação de lamas acaba por ser inevitavelmente afectada, tal como indicado em resultados experimentais e de modelação da literatura especializada, recomendando-se assim que os decantadores secundários com configuração rectangular

sejam antes dimensionados com as caleiras de recolha localizadas na sua parte terminal (Ekama *et al.*, 1997).

A saída do efluente decantado é feita por orifícios submersos, sendo a taxa de descarga em condições de caudal médio diário e de ponta horário respectivamente de 0,2 e 0,6 m/s, valor este superior ao valor geralmente adoptado no dimensionamento dos decantadores secundários (0,2 m/s a caudal de ponta).

Refira-se que uma análise mais aprofundada destes aspectos exigiria a utilização de modelação do comportamento dinâmico dos decantadores secundários (Ekama *et al.*, 1997).

Do ponto de vista de observação microscópica os flocos biológicos têm geralmente uma estrutura irregular e difusa, sendo as bactérias filamentosas dominantes as do tipo 0092 (abundância 5 a 6), Thiotrix II (abundância 4 a 5) e tipo 021N (abundância 3), esta última apenas em Agosto de 2008. Desde Maio do corrente ano que a bactéria do tipo 0914 tem estado igualmente presente em quantidade excessiva. Quanto às escumas as bactérias filamentosas dominantes eram as do tipo 0092 (abundância 6), Thiotrix II (abundância 5) e *Nocardia spp.* (abundância 4).

3.2 Intervenções delineadas

Com base nos resultados do diagnóstico, definiu-se um conjunto de medidas que se consideraram necessárias para melhorar o desempenho da instalação, descrevendo-se seguidamente as mesmas e indicando-se o seu grau de implementação.

i) Tanque de contacto – Envio da recirculação de lamas directamente para a vala e activação do circuito de recirculação interna da vala para o tanque de contacto, criando assim as condições de funcionamento adequado deste tanque: TRH de 1,5 H e cargas mássicas e volúmicas respectivamente de cerca de 6 kg CQO/kg SST/d e 8 kg CQO/m^3/d, respectivamente. Intervenção em fase de implementação.

ii) Melhoria das condições de ventilação e refrigeração das salas dos quadros eléctricos e dos sobrepressores – permitirá criar as condições ambientais adequadas para o funcionamento normal dos sobrepressores e dos quadros eléctricos, evitando assim disparos intempestivos das protecções dos equipamentos, avaria dos arrancadores progressivos e dos variadores de velocidade, avaria das cabeças dos sobrepressores e respectivas paragens. Intervenção em fase de avaliação/projecto.

iii) Optimização e automatização do sistema de controlo do arejamento – implementação de alimentação dedicada de cada sobrepressor a cada vala de oxidação, funcionando o terceiro sobrepressor como reserva para ambas as valas. Paralelamente os três sopradores devem ter variação de velocidade, e não apenas dois como existe actualmente, de forma a permitir o controlo do arejamento por vala. Esta intervenção está em fase de avaliação/projecto.

    A substituição das sondas de oxigénio dissolvido e de redox está em vias de ser executada, bem como o reposicionamento destas últimas para o final das zonas anóxicas.

iv) Alteração do sistema de supervisão/automatização – ao implementar o indicado em iii) a automatização terá de ser obrigatoriamente alterada, e por consequência a supervisão. Por outro lado, o sistema de supervisão terá que permitir registar e armazenar a informação processual relevante, como por exemplo caudais, parâmetros medidos *in situ* e parâmetros de funcionamento do sistema UV. Esta intervenção está em fase de avaliação/projecto.

v) Melhoria de funcionamento da decantação secundária - Nas janelas de entrada de cada decantador secundário foram colocadas chapas deflectoras de aço inox de modo a minimizar a perturbação do manto de lamas no fundo de cada órgão. Na saída de cada decantador secundário procedeu-se à abertura de carotes, tendo a taxa de descarga diminuído para valores mais seguros (0,1 e 0,3 m/s, respectivamente para o caudal médio diário e caudal de ponta horário).

vi) Envio das escorrências da linha de lamas para o desarenador/desengordurador, não direccionando assim a matéria orgânica lentamente biodegradável, em condições de anaerobiose, para o tanque de lamas secundárias. Esta medida já foi implementada.

vii) Controlo da formação e desenvolvimento de escumas – com a implementação das medidas anteriormente indicadas é expectável uma melhoria do desempenho do sistema, embora se anteveja que, atendendo à configuração do sistema (vala de oxidação com várias zonas anóxicas e aeróbicas), as escumas continuarão a formar-se e a desenvolver-se. As medidas adicionais equacionadas foram várias, tendo como base prevenir a sua acumulação e desenvolvimento: mudança do posicionamento dos electroagitadores para uma altura superior na vala com o objectivo de aumentar a velocidade do liquido à superfície e, consequentemente, a circulação das escumas, instalação de sistemas físicos de remoção das escumas (bombagem) à superfície das valas (Parker *et al.*, 2001) e envio para a linha de lamas e instalação de sistemas de aspersão com água de serviço, sistema este que já foi parcialmente implementado e que tem estado a produzir bons resultados. Refira-se ainda que se testou, igualmente com sucesso, accionar/desligar o funcionamento dos electroagitadores e das rampas de arejamento localizadas. Ao proceder desta forma as escumas deslocavam-se para jusante, sendo removidas no decantador secundário. Este procedimento implica, no entanto, controlo manual em vários pontos da vala de oxidação, o que o torna praticamente impraticável, pelo que foi abandonado.

viii) Melhoria da sedimentabilidade da lama biológica - Dado que algumas das medidas anteriormente identificadas não foram implementadas, não sendo assim possível avaliar o seu grau de sucesso no controlo das bactérias filamentosas, optou-se utilizar como medida de recurso um procedimento não específico que produzisse efeitos positivos imediatos, embora sem carácter preventivo, tendo-se adicionado um reagente químico. Numa primeira fase efectuaram-se ensaios à escala laboratorial com vários reagentes químicos, designadamente hipoclorito de sódio, cloreto férrico, bentonite e diferentes tipos de polímeros. O ensaio que produziu melhores resultados foi aquele em que se utilizou o polímero catiónico AMBIFLOC 5801 UUJ/CAT. Procedeu-se então à realização de ensaios adicionais de floculação com este polímero para determinar a dose óptima a aplicar, apresentando-se os respectivos resultados na Figura 4. Perante tais resultados decidiu-se adicionar o polímero na dose 3-4 mg/l à saída das valas de oxidação.

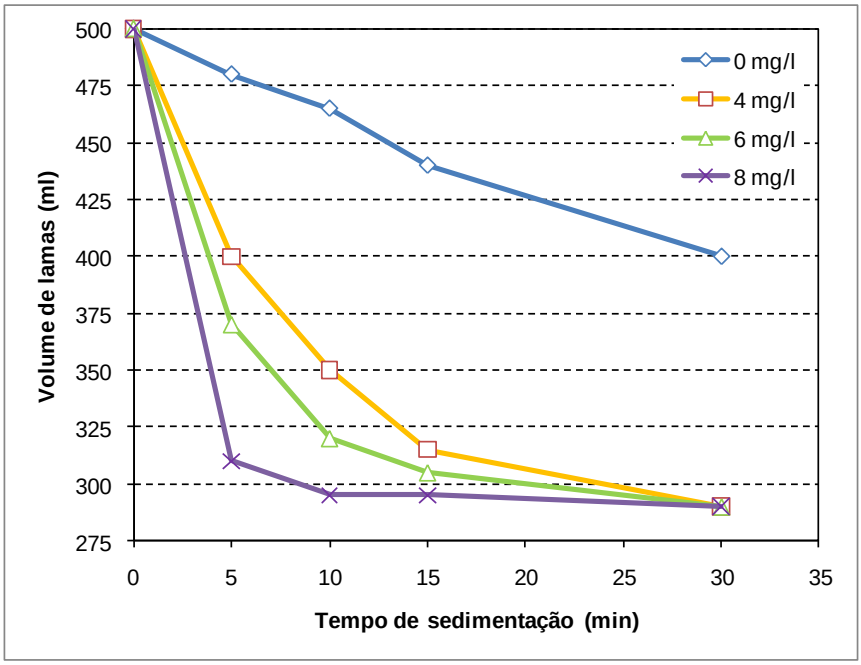


Figura 4: Curvas de sedimentação das lamas biológicas nos ensaios de floculação, à escala laboratorial, realizados com o polímero catiónico AMBIFLOC 5801 UUJ/CAT.

3.3 Resultados principais

Tal como demonstrado no Quadro 2 e nas Figuras 3 (c), 5 e 6, as intervenções implementadas surtiram o efeito desejado. A qualidade do efluente durante o ano de 2009, particularmente durante a época alta, foi muito boa, tendo-se obtido concentrações para todos os parâmetros significativamente inferiores aos indicados na licença de descarga, para condições de afluência idênticas às registadas nos anos anteriores (Figura 3 (a) e (b)).

O IVL diminui para valores médios de 160 ml/g na época alta de 2009, não se tendo registado os elevados valores do ano anterior (Figura 5 (a)). Ao contrário de 2008 em que a concentração de biomassa desceu para valores da ordem de 2.000 mg/l, devido ao *washout* da biomassa, no ano de 2009 manteve-se sempre a concentração de SST superior a 3.500 mg/l (valor médio de 4.700 mg/l em 2009 em vez de 3.240 em 2008), não se tendo registado perda de sólidos nos períodos de ponta da ETAR.

A concentração de azoto total no efluente tratado foi muito baixa em 2009 (6 mg/l Nt), revelando o bom funcionamento e estabilidade do processo de nitrificação/desnitrificação quando comparado com igual período de 2008 (Figura 6). Por outro lado, os excelentes valores de turvação e de transmitância, respectivamente 3,3 NTU e 65%, possibilitaram que a etapa subsequente, a desinfecção por sistema UV, atingisse com fiabilidade o nível de desinfecção exigido (2.000 ufc/100 ml).

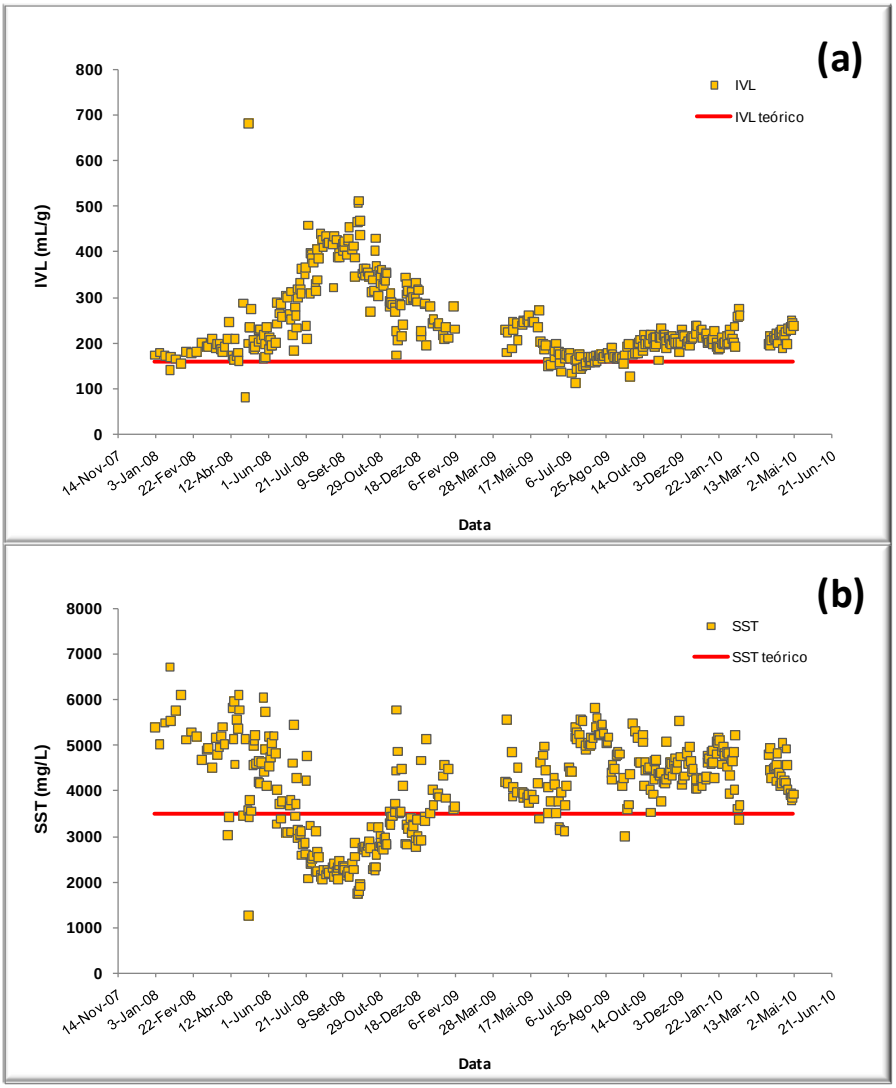


Figura 5: Evolução dos parâmetros IVL (a) e SST (b) no reactor biológico, no período Janeiro 2008 - Junho 2010

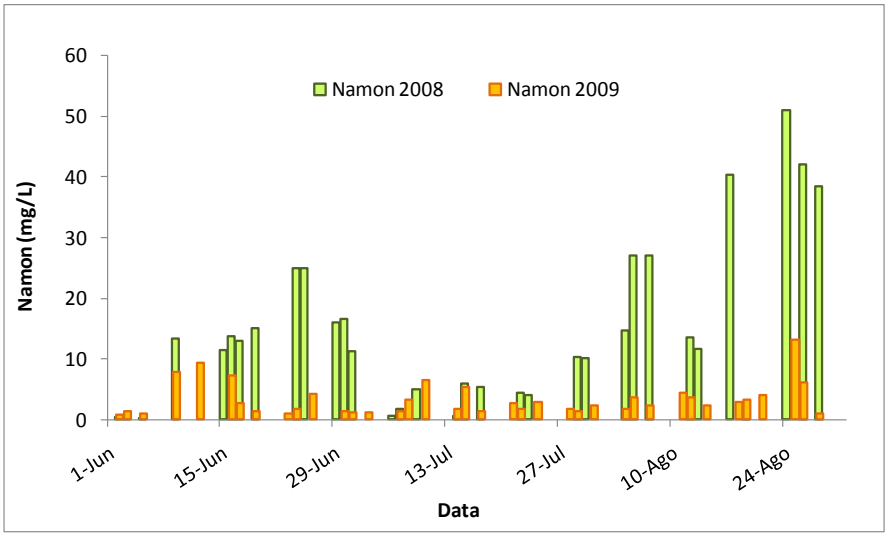


Figura 6: Comparação dos valores do parâmetro azoto amoniacal no efluente tratado para os anos de 2008 e 2009, no período 1 Junho a 31 de Agosto.

4 CONCLUSÕES

As ETAR apresentam variações no seu desempenho ao longo do tempo motivadas por limitações que poderão ter a sua origem logo na fase de projecto, passando pelo equipamento, circuitos hidráulicos e respectiva automatização até à fase de exploração.

Perante um problema de fiabilidade de tratamento que colocou em causa, inclusive, o cumprimento do normativo de descarga da ETAR de Vale Faro, devido essencialmente à fraca sedimentabilidade da lama biológica. procedeu-se a uma análise relativamente profunda dos motivos para tal situação.

Na presente comunicação descreveu-se a metodologia utilizada, a qual envolveu a realização de um diagnóstico às diversas etapas da instalação, com o objectivo de identificar os pontos críticos.

Tendo como base este diagnóstico, em que se analisaram tanto dados de operação como de projecto, e literatura especializada, foram identificadas diversas medidas. Algumas intervenções foram já efectuadas, passando por alterações de circuitos hidráulicos, instalação de sistemas de aspersão com água da rede em locais acumuladores de escumas, alterações dos dispositivos de entrada e saída do efluente nos decantadores secundários até à adição de polieletrólito à saída das valas de oxidação. Estas intervenções levaram à produção de um efluente secundário tratado de excelente qualidade (SST 5 mg/l; CBO 4 mg/l; CQO 25 mg/l; Nt 6 mg/l; turvação 3,4 NTU e transmitância 65%) e, consequentemente, a um bom desempenho da instalação.

Está previsto avançar com as restantes intervenções, avaliando-se depois da sua real eficácia e da necessidade de continuar a utilizar o polielectrólito na época alta.

Finalmente, a nível de projecto recomenda-se que em sistemas similares sejam adoptados as seguintes boas práticas:

- Tanque de contacto – deve ter um escoamento do tipo tubular, recomendando-se a utilização de tanques compartimentalizados ou nas adequadas relações comprimento:largura (10:1). O caudal de alimentação de lamas deve ser regulável face à carga orgânica afluente de modo a manter a carga orgânica mássica e o tempo de retenção hidráulico na gama adequada.
- No caso de utilização de sobrepressores e em sistemas com mais de um tanque de arejamento recomenda-se a alimentação dedicada de cada sobrepressor para cada reactor biológico, bem como automatização de todo o sistema de controlo do arejamento.
- No caso de decantadores rectangulares deve adoptar-se placas deflectoras na entrada, sendo de evitar localizar as caleiras de recolha de lamas junto à entrada, localizando-as desejavelmente próximo do final do órgão.
- As escorrências/escumas recolhidas ao longo do processo de tratamento devem ser enviadas para a linha de lamas.

5 BIBLIOGRAFIA

Ekama G.A., Barnard J.L., Gunthert F.W., Krebs P., McCorquodale J.A., Parker D.S., Wahlberg E.J. (1997) S*econdary Settling Tanks: Theory, Modelling, Design and Operation*. Scientific and Technical Report No. 6. International Association on Water Quality (IAWQ). London (UK).

Jenkins D., Richard M.G., Daigger G.T. (1994) *Manual on the causes and control of activated sludge bulking and foaming*. 2nd Edition. Lewis Publishers, Inc. Michigan.

Martins A.M.P., Pagilla K., Van Loosdrecht M.C.M., Heijnen J.J. (2003) Bulking sludge in biological nutrient removal systems. *Biotechnology and Bioengineering*. 86(2), 125-135.

Martins A.M.P., Pagilla K., Heijnen J.J., van Loosdrecht M.C.M. (2004). Filamentous bulking sludge - a critical review. *Water Research* 38(4), 793-817.

Parker D., Jones G., McIntyre L., Oppenheim L., Pedregon V., Pope R., Richards T., Volpe G., Willis J., Witzgall R. (2001) Population dynamics in laboratory-scale activated sludge reactors. In *Proceedings 3rd IWA International Specialised Conference on Microorganisms in Activated Sludge and Biofilm Processes*. Tandoi V., Passino R. and Blundo C.M. (Ed). Rome, Italy.

METODOLOGIA GERAL PARA CONCEPÇÃO DE ZONAS DE MEDIÇÃO E CONTROLO EM SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

Ricardo GOMES[1]; Alfeu SÁ MARQUES[2]; Joaquim SOUSA[3]

RESUMO

A complexidade da exploração de sistemas de distribuição de água pode ser reduzida quando estes se encontram sectorizados (divididos em Zonas de Medição e Controlo - ZMC), medida amplamente adoptada por inúmeras entidades gestoras.

Sendo na "baixa" que existem mais ineficiências, torna-se imprescindível identificar as suas causas, estabelecer objectivos, definir as medidas a implementar e avaliar os resultados. As perdas de água são, sem dúvida, uma das principais causas de ineficiência para a maior parte das entidades gestoras, pelo que é imperativo reduzi-las, princípio consagrado no PEAASAR 2007-2013, que fixa a necessidade de as reduzir para valores inferiores a 20%.

Sendo a constituição de ZMC uma boa medida de arranque no combate às perdas de água, nesta comunicação propõe-se uma metodologia para sectorizar redes de distribuição de água. A aplicação computacional desenvolvida incorpora um simulador hidráulico e dois módulos: um para definir a área de cada ZMC (algoritmo de Floyd-Warshall) e outro para definir as ligações entre ZMC e os reforços de condutas necessários para garantir níveis de serviço adequados (algoritmo de Simulated Annealing). Para avaliar o seu desempenho, a aplicação desta metodologia é ilustrada através de um estudo de caso, apresentando-se e discutindo-se os resultados obtidos.

Palavras-chave: Algoritmo de Floyd-Warshall, perdas de água, simulated annealing, zonas de medição e controlo (ZMC)

[1] Licenciado em Engenharia Civil, IPL-ESTG, Morro do Lena, Alto Vieiro, 2401-951, Leiria, ricardo.gomes@ipleiria.pt

[2] Doutor em Engenharia Civil, FCTUC-DEC, Pinhal de Marrocos, 3030-290, Coimbra, jasm@dec.uc.pt

[3] Doutor em Engenharia Civil, ISEC-DEC, Rua Pedro Nunes, Quinta da Nora, 3030-199, Coimbra, jjoseng@isec.pt

INTRODUÇÃO

Em resultado dos conflitos relacionados com a posse da água, as alterações climáticas e o crescimento da população mundial, a água tem sido um dos principais assuntos abordados a nível global, pelo que, de entre os vários desafios esperados para o século XXI, a gestão e exploração dos recursos hídricos continuarão a ser temas em discussão a nível nacional e internacional (Walski, 1995; Marques *et al.*, 2005; UN, 2005; IPCC, 2007; IRAR, 2007; Bates *et al.*, 2008; UN, 2008; Wiley e Palmer, 2008; OECD, 2009). No que se refere aos Sistemas de Distribuição de Água (SDA), sabendo-se que é na "baixa" que existe o maior potencial de ganho de eficiência, dada a extensão e complexidade das redes, torna-se imprescindível identificar as causas de ineficiência, estabelecer objectivos, definir as medidas a implementar e avaliar os resultados. De entre os vários problemas identificados, a redução do volume total de perdas é, sem dúvida, aquele que terá maior influência em termos de ganho de eficiência para a maior parte das entidades gestoras. Esta evidência tem vindo a ser evocada a nível internacional, e, em Portugal, está consagrada no PEAASAR 2007-2013, que fixa a necessidade de reduzir as perdas de água para valores inferiores a 20% (Objectivo operacional 2) (MAOTDR, 2007). Neste contexto, a concepção de Zonas de Medição e Controlo (ZMC) acaba por ser um bom princípio quando se pretendem estabelecer objectivos e definir prioridades em termos de investimento e/ou diagnóstico de curto, médio e longo prazo. Este conceito foi introduzido, pela primeira vez, no Reino Unido, na década de 1980, e desde então tem vindo a ser aplicado, de forma mais ou menos empírica, por inúmeras entidades gestoras a nível Mundial.

Embora a dimensão das ZMC possa estar relacionada com o número de ramais e/ou a extensão da rede, a sua topologia depende do traçado da rede, do desnível topográfico e do comportamento hidráulico do sistema. Por outro lado, apesar do custo associada às pequenas ZMC ser mais elevado (reduzido número de clientes por ponto de monitorização), à medida que a dimensão das ZMC tende a aumentar existe maior dificuldade em controlar as perdas e de as manter a níveis considerados satisfatórios. A experiência tem provado que a dimensão média para as ZMC, em áreas urbanas, deve estar compreendida entre 500 e 3000 ramais, podendo ser reduzida para valores entre 500 e 1000 ramais em sistemas mais antigos. De qualquer forma, não se recomendam ZMC com mais de 5000 ramais pelo facto de se tornar mais difícil a localização de fugas. Em alternativa, em zonas com baixa densidade de ramais pode-se optar por definir a ZMC com base na extensão da rede, pelo facto do custo de localização de fugas estar mais relacionado com o comprimento da rede do que propriamente com o número de ramais. Neste caso, os valores recomendados variam entre 5 a 10 km de condutas, podendo estabelecer-se valores superiores em sistemas de maior dimensão (WRc, 1994; MacDonald e Yates, 2005; Sánchez *et al.*, 2005; Donnelly, 2007; Morrison *et al.*, 2007). Na literatura existem vários exemplos relacionados com a implementação de ZMC (Farley e Trow, 2003; Naveh *et al.*, 2005; Anuvongnukroh *et al.*, 2007; Morrison *et al.*, 2007; Pilcher *et al.*, 2007), pelo que vários modelos têm vindo a ser desenvolvidos com o intuito de estimar os custos e benefícios associados à sectorização das redes de distribuição de água (WRc, 1994; Mckenzie e Langenhoven, 2001; Walski *et al.*, 2003; Jankovic *et al.*, 2004; Loveday e Dixon, 2005; Girard e Stewart, 2007; Awad *et al.*, 2008; Awad *et al.*, 2009; Gomes *et al.*, 2010a; Gomes *et al.*, 2010b).

2 – CONCEPÇÃO DE ZONAS DE MEDIÇÃO E CONTROLO

A maior parte dos estudos citados na literatura, relacionados com a sectorização, dizem respeito a situações concretas, onde se adoptam procedimentos mais ou menos empíricos, que por sua vez estão relacionados com a análise de soluções previamente identificadas (MacDonald e Yates, 2005; Morrison *et al.*, 2007), ou ainda, mediante a instalação de válvulas redutoras de pressão (Awad *et al.*, 2009). A metodologia descrita neste documento constitui uma primeira abordagem para a sectorização de uma qualquer rede de distribuição de água, mediante a análise do custo entre um número finito de soluções alternativas, Figura 1.

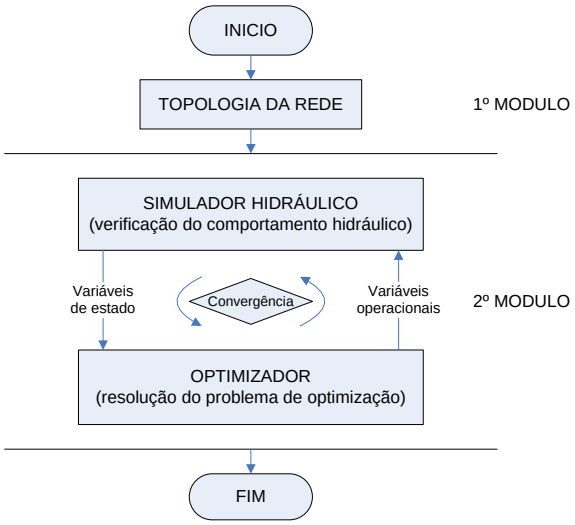


Figura 1. Fluxograma da aplicação computacional

A aplicação computacional desenvolvida usa um modelo de simulação hidráulica em regime quasi-permanente, desenvolvido previamente por Sousa (2006), e incorpora dois módulos operacionais. O primeiro módulo permite definir a área de influência associada a cada ZMC, usando o algoritmo de Floyd-Warshall. O segundo emprega um algoritmo de Simulated Annealing para reduzir o número de ligações entre ZMC, bem como os reforços da capacidade de transporte da rede necessários de forma a garantir a pressão mínima de serviço. As questões relacionadas com a qualidade da água não serão abordadas neste documento, e admite-se que os custos indirectos e de exploração podem ser desprezados, já que são praticamente idênticos entre as várias soluções alternativas. Sendo assim, a variação de custo entre as várias soluções alternativas depende sobretudo do custo das obras de construção civil, nomeadamente a instalação de condutas novas em paralelo às existentes e a instalação de pontos de monitorização à entrada das ZMC.

2.1 Módulo 1: dimensão e topologia das ZMC

Uma vez que o sentido do escoamento num troço da rede pode alterar-se em função da flutuação do consumo, primeiro deve-se identificar o cenário de consumo que melhor caracteriza o comportamento hidráulico desse sistema, para o horizonte de projecto. Tendo

como referência o máximo consumo diário, ao qual está associada a menor pressão de serviço, pretende-se definir a área de influência de cada ZMC, a partir da análise do comportamento hidráulico do sistema, da configuração da rede, do desnível topográfico e da imposição de determinado tipo de restrições que possam condicionar de alguma forma a dimensão e topologia das ZMC. Enquanto as restrições físicas ou implícitas estão relacionadas com a existência de reservatórios, válvulas redutoras de pressão ou grupos elevatórios, as opções de projecto ou explícitas baseiam-se no sentido do escoamento, no percurso da água desde a origem até ao utilizador, no caudal transportado, e, ainda, na necessidade de atravessamento de linhas de água, limite entre municípios, mudanças acentuadas do declive topográfico, entre outros.

Após a análise do comportamento hidráulico e tipo de restrições, a próxima etapa consiste em especificar o ponto de referência a partir do qual deverá ter início a expansão de cada ZMC. Usando o algoritmo de Floyd-Warshall de caminhos mais curtos (Reckziegel, 2008), primeiro, a rede é convertida numa estrutura ramificada virtual, onde os troços seleccionados são classificados como primários e os restantes como secundários. O ponto de referência está relacionado com o "maior percurso" entre pares de nós, ao longo da estrutura ramificada virtual, que por sua vez depende do sentido do escoamento e do valor acumulado de um índice associado a cada troço. Enquanto o sentido do escoamento está relacionado com o comportamento hidráulico, o índice atribuído a cada troço, η_k, depende das características físicas da rede e obtém-se da relação entre o caudal e o diâmetro, tal como indicado pela lei de resistência, usada no cálculo do equilíbrio hidráulico, expressão (1).

$$\eta_k = -\frac{Q_k^{\alpha}}{D_k^{\beta}} \tag{1}$$

O Q_k e D_k correspondem, respectivamente, ao caudal (m^3/s) e ao diâmetro (m) do troço k; α e β são coeficientes relacionados com a lei de resistência e o sinal "-" está relacionado com o "maior percurso" (maior valor acumulado entre dois nós). Isto não significa que o ponto de referência corresponda à maior distância física entre pares de nós, já que o valor do índice atribuído não tem qualquer correspondência com o comprimento da rede. De qualquer forma, podem ser adoptados outros índices, tais como: o desnível topográfico entre nós (controlo da pressão); o diâmetro atribuído a cada troço (capacidade de transporte); o comprimento da rede (apropriado quando a percentagem de perdas de água está relacionada sobretudo com o comprimento da rede); entre outros.

Posteriormente, baseado no traçado da rede e em cada ponto de referência, o desenvolvimento de cada ZMC ocorre de jusante para montante, em todas as direcções, em função do sentido do escoamento, da dimensão máxima requerida para cada ZMC e do tipo de restrições implícitas. Eventualmente, poderá ser usado o desnível topográfico e as restrições explícitas como forma de condicionar também o desenvolvimento de cada ZMC. Este procedimento poderá ser descrito da seguinte forma:

1) Construção e calibração do modelo de simulação hidráulica;
2) Definir critérios a ter em conta durante a expansão de cada ZMC (tipo de restrições, número de ramais, extensão da rede e desnível topográfico associado a cada ZMC);

3) Análise do comportamento hidráulico do sistema e configuração da estrutura ramificada virtual. A cada passo, mediante actualização da matriz de menores distâncias $\delta_{ij}(\eta_k)$ e rotas $R_{ij}(\eta_k)$, a estrutura ramificada virtual será progressivamente actualizada até se obter o "maior percurso" entre todos os pares de nós ij;

4) Escolher o "maior percurso" entre pares de nós ij, ao qual está associado o primeiro ponto de referência, para o qual corresponde o índice acumulado mais elevado, relativamente a um qualquer ponto de origem de água (valor absoluto), e simultaneamente o índice acumulado mais baixo de entre os diferentes pontos de origem de água, expressão (2).

$$\sum_{i=1}^{NR} = \min \sum_{i=1}^{NR} \left(\max \sum_{i=1}^{NR} \sum_{j=1}^{NN} \left| \delta_{ij} \right| \right) \qquad \begin{cases} i = 1,2,...,NR \\ j = 1,2,...,NN \end{cases} \tag{2}$$

Onde NR diz respeito aos diferentes pontos de origem de água no sistema, incluindo reservatórios, e NN ao número total de nós do sistema;

5) A partir do ponto de referência, a cada passo são analisados todos os nós imediatamente a montante, e, para cada nó a montante, verificar se o desnível topográfico a jusante está dentro da amplitude pré-definida para a ZMC. Este critério está relacionado com o facto de a pressão ser muito mais sensível ao desnível topográfico do que em relação à perda de carga. Sempre que um nó a montante é seleccionado, respeitando a condição anterior, é calculado o número de ramais ou extensão da rede a jusante (área definida pela ZMC mais o contributo do nó seleccionado). Se todos os nós a montante não respeitarem o intervalo referido, e caso ainda não se tenha atingido a dimensão máxima para a ZMC, esse parâmetro deverá ser actualizado considerando o nó a montante que permita reduzir esse incremento. Sempre que um nó a montante seja seleccionado, caso o número de ramais ou extensão da rede seja superior ao valor máximo admissível, ou ainda o desnível topográfico seja superior ao valor de referência, esse nó será considerado temporariamente como condição de fronteira. De qualquer forma, as restrições implícitas/explícitas constituem desde logo condições de fronteira permanentes, uma vez alcançadas durante o desenvolvimento da ZMC. O processo termina quando todos os nós a montante, para um dado passo, estão definidos como condições de fronteira temporárias e/ou permanentes. Uma vez constituída a área de influência da ZMC corrente, os procedimentos 4 e 5 devem ser repetidos as vezes necessárias até que toda a rede esteja sectorizada, desprezando a parte da rede já isolada;

6) Por fim, uma vez estabelecida a sectorização da rede, interessa avaliar a possibilidade de agrupamento de algumas dessas ZMC, de forma a reduzir o número de pontos de monitorização e o número de condutas a seccionar. Neste caso, a dimensão para a ZMC conjugada não deverá exceder o valor pré-definido, em termos de número de ramais ou extensão da rede, a não ser que esteja atribuída alguma tolerância.

Embora as condições de fronteira, à partida, possam não parecer as mais adequadas, este procedimento permite dar uma indicação aproximada para a área de influência de cada ZMC, podendo o resultado ser ajustado pelo utilizador antes de passar para o Modulo 2.

2.2 Módulo 2: definição das condições de fronteira entre ZMC e reforço da rede

A identificação dos pontos de monitorização entre ZMC constitui um problema difícil de resolver, ao qual acresce a dificuldade de identificar os troços da rede a reforçar/substituir/reabilitar, de forma a garantir a pressão mínima de serviço ao menor custo. Neste contexto, os modelos de simulação hidráulica, devidamente calibrados, permitem simular o comportamento hidráulico dos SDA para diferentes condições de operação, pelo que podem ser usados para avaliar o impacto ao nível da alteração da rugosidade das condutas existentes, mudança de diâmetro das condutas de reforço, redução do número de pontos de monitorização e mudança de posição entre pontos de monitorização. Em termos relativos, a alteração da rugosidade ou mudança de diâmetro, terá pouca influência ao nível do comportamento hidráulico do sistema, a não ser que essa transição seja significativa ou o número de condutas seleccionadas seja elevado. No que se refere ao comportamento hidráulico induzido pelo número de pontos de monitorização, este vai sendo progressivamente agravado à medida que o número de pontos de monitorização seleccionados diminui, ou o caudal monitorizado por ponto for sendo cada vez maior. Por último, a mudança de posição entre pontos de monitorização corresponde à situação mais desfavorável em termos de comportamento hidráulico, sobretudo se a nova ligação estiver muito afastada da ligação que se pretende fechar, pelo que condiciona bastante a localização dos reforços.

A metodologia proposta usa um algoritmo de Simulated Annealing, acoplado a um simulador hidráulico em regime quasi-permanente, para estudar as condições de fronteira entre ZMC e o custo associado a cada uma das soluções propostas. Este problema pode ser classificado como NP-difícil, que por sua vez está relacionado com o número de ZMC, o número de ligações entre ZMC, e os troços a reforçar/substituir/reabilitar. Matematicamente o problema de optimização pode ser descrito através de uma função objectivo F(x), equação (3), que avalia o custo de instalação de condutas e os custos de aquisição de equipamentos e instalação de pontos de monitorização, aos quais acrescem as penalizações devidas às violações de determinados parâmetros, tais como a velocidade de escoamento, a pressão de serviço, os níveis operacionais dos reservatórios e o número máximo admissível de ligações entre ZMC.

$$F(X) = \sum_{p=1}^{NP} CGP(D)_p \times L_p + \sum_{c=1}^{NC+NR} CGC(M)_c + \sum_{v=1}^{NV} (viol_v \times \beta_v) \qquad (3)$$

Restrições:

i) Físicas: estão implícitas ou explícitas no modelo, e dependem das características físicas da rede e do estado das condutas (abertas, fechadas ou activas).

ii) Hidráulicas: lei da conservação da massa (4), lei de resistência (5), nível de água nos reservatórios durante o período de simulação (6), nível de água nos reservatórios no final do período de simulação (7) e actualização do nível de água nos reservatórios entre instantes sucessivos (8).

$$\sum_{p=1}^{NP} I_t \times Q_{p,t} = QC_{n,t} \qquad \forall n \in NN \quad e \quad \forall t \in T \qquad (4)$$

$$\Delta H_{p,t} = H_{p,t(\text{entrada})} - H_{p,t(\text{saída})} = r \times Q_{p,t}^{\gamma} \qquad \forall p \in NP \tag{5}$$

$$HR_{max,r} \geq HR_{r,t} \geq HR_{min,r} \qquad \forall r \in NR \quad e \quad \forall t \in T \tag{6}$$

$$HR_{r,24} \geq HR_{r,0} \qquad \forall r \in NR \tag{7}$$

$$HR_{r,(t+\Delta t)} = HR_{r,t} - 3600 \times \frac{QR_{r,t}}{AR_r} \times \Delta t \qquad \forall r \in NR \quad e \quad \forall t \in T \tag{8}$$

iii) Procedimentos técnicos e/ou normativos: pressão de serviço (9), flutuação da pressão de serviço (10) e velocidade de escoamento (11).

$$H_{max,i} \geq H_{i,t} \geq H_{min,i} \qquad \forall i \in NN \quad e \quad \forall t \in T \tag{9}$$

$$\max(H_{i,t}) - \min(H_{i,t}) \leq FH_{máx,i} \qquad \forall i \in NN \quad e \quad \forall t \in T \tag{10}$$

$$V_{max,p} \geq V_{p,t} \geq V_{min,p} \qquad \forall p \in NP \quad e \quad \forall t \in T \tag{11}$$

onde: NP número de troços no modelo; $CGP(D)_p$ custo de reforço/substituição/reabilitação de condutas (€/m); L_p comprimento dos troços (m); NC número de ligações entre ZMC; NR número de ligações a reservatórios; $CGM(M)_c$ custo de monitorização em função do diâmetro do medidor de caudal (€/un); NV número total de violações; $viol_v$ máxima violação para a restrição v; β_v custo unitário de penalização para a violação v; I_t matriz de incidência do sistema para o instante t; $Q_{p,t}$ caudal no troço p no instante t (m^3/s); $QC_{n,t}$ consumo no nó n no instante t; NN número de nós no modelo; T período de simulação hidráulica (tipicamente 24 horas, com intervalos de 1 hora); $\Delta H_{p,t}$ perda de carga no troço p no instante t (m); $H_{p,t}$ cotas piezométricas nos nós extremos do troço p no instante t (m); r e γ coeficientes relacionados com a lei de resistência; $HR_{max,r}$ e $HR_{min,r}$ nível máximo e mínimo de água no reservatório r (m); $HR_{r,t}$ nível de água no reservatório r no instante t (m); $HR_{r,0}$ e $HR_{r,24}$ nível de água no reservatório r, no início e no fim do período de simulação (m); $HR_{r,t}$ e $HR_{r,(t+\Delta t)}$ nível de água no reservatório r em instantes consecutivos (m); $QR_{r,t}$ caudal à saída do reservatório r no instante t (m^3/s); AR_r área da secção transversal do reservatório r (m^2); Δt passo de cálculo (se caudal em m^3/h, Δt em horas); $H_{max,i}$ e $H_{min,i}$ cotas piezométricas máxima e mínima permitidas no nó i para satisfação do consumo (m); $H_{i,t}$ cota piezométrica no nó i no instante t (m); $FH_{max,i}$ máxima flutuação de pressão permitida durante o período de simulação (m c.a.); $V_{max,p}$ e $V_{min,p}$ velocidades máxima e mínima permitidas no troço p; $V_{p,t}$ velocidade no troço p no instante t (m/s).

O Simulated Annealing (Metropolis *et al.*, 1953) caracteriza-se por ser uma técnica de optimização estocástica com distribuição probabilística, baseado na imitação de processos naturais, sendo conhecido por produzir resultados bastante satisfatórios (Trosset, 2001). O processo inicia-se a temperaturas elevadas, ao que se segue uma progressiva redução da temperatura. Baseado no conceito de vizinhança, da solução corrente, a cada iteração é gerada aleatoriamente uma nova solução que deverá ser quantificada e sujeita a um critério de aceitação. Caso a nova solução seja tão boa ou melhor que a solução corrente, esta será automaticamente aceite, caso contrário será aceite com uma probabilidade $\exp^{-\Delta f/T}$, na qual o parâmetro de controlo – temperatura, T - vai sendo progressivamente reduzido até que nenhum movimento seja aceite. Apesar de não garantir a convergência para a solução

óptima global, o método tem demonstrado ser capaz de encontrar boas soluções em tempo razoável (Cunha e Sousa, 1999; Varela e Ribeiro, 2001; Blum e Roli, 2003; Sousa, 2006).

A dificuldade ao nível da implementação do Simulated Annealing está relacionada com a geração de soluções candidatas. Inicialmente admite-se a existência de uma conduta fictícia, associada em paralelo às existentes, à qual corresponde o diâmetro máximo comercial disponível, S_0 (solução inicial/corrente). Cada solução candidata, S_n, resulta da perturbação da solução corrente, S_{n-1}, que por sua vez está relacionada com: 1) a alteração da rugosidade de uma conduta existente; ou 2) mudança do diâmetro de uma conduta de reforço; ou 3) a redução do número de pontos de monitorização; ou ainda 4) devido à mudança de posição entre pontos de monitorização. O número total de soluções a gerar para cada temperatura decorre de três exigências, tendo em vista melhorar a convergência do algoritmo. A primeira está relacionada com a necessidade de reduzir o número total de pontos de monitorização entre ZMC. A segunda, em efectuar várias mudanças no posicionamento dos pontos de monitorização entre ZMC, de forma a cobrir o maior número possível de combinações. Por último, a terceira, com a necessidade de reforçar/substituir/reabilitar alguns troços da rede, de forma a garantir a pressão mínima de serviço ao menor custo. Quando uma conduta é seleccionada para mudança de diâmetro, admite-se que em 40% dos casos o diâmetro é incrementado e em 60% é reduzido. Sempre que se pretenda eliminar um ponto de monitorização entre ZMC serão estudadas todas as possibilidades nessa zona de interacção, até que uma das soluções seja aceite. Por outro lado, quando um ponto de monitorização é reactivado, deve-se seccionar um dos pontos de monitorização existentes nessa zona de interacção de forma a manter o número total de ligações entre ZMC. Primeiro deve-se identificar o ponto de monitorização a seccionar, depois analisar todas as ligações passíveis de serem reactivadas nessa zona de interacção até que uma das soluções seja aceite, atendendo aos diâmetros comerciais disponíveis. Caso não exista nenhum ponto de monitorização passível de ser seccionado nessa zona de interacção, deverá ser escolhida aleatoriamente uma dessas ZMC e posteriormente um dos pontos de monitorização para fechar, mantendo a continuidade da rede. Após cinco patamares consecutivos de temperatura sem que se verifiquem trocas entre pontos de monitorização, o algoritmo deixa de ter em conta este critério passando a avaliar apenas a necessidade de reforço da última solução aceite, já que a probabilidade de encontrar uma solução melhor é praticamente nula. Enquanto o diâmetro mínimo nas ligações entre ZMC, e na ligação a reservatórios, está relacionado com as características físicas das condutas existentes (reabilitação/substituição), nos outros casos depende do diâmetro mínimo regulamentar e da disponibilidade dos diâmetros comerciais (reforço). Por último, refira-se ainda o facto de não se permitir 1) a selecção sucessiva da mesma conduta, 2) a selecção sucessiva do mesmo ponto de monitorização, 3) ou ainda a repetição sucessiva da mesma combinação entre pontos de monitorização, durante três mudanças consecutivas dessa natureza. Na Tabela 1 vêm indicados os parâmetros do algoritmo de Simulated Annealing adoptados.

Tabela 1. Parâmetros do algoritmo de Simulated Annealing

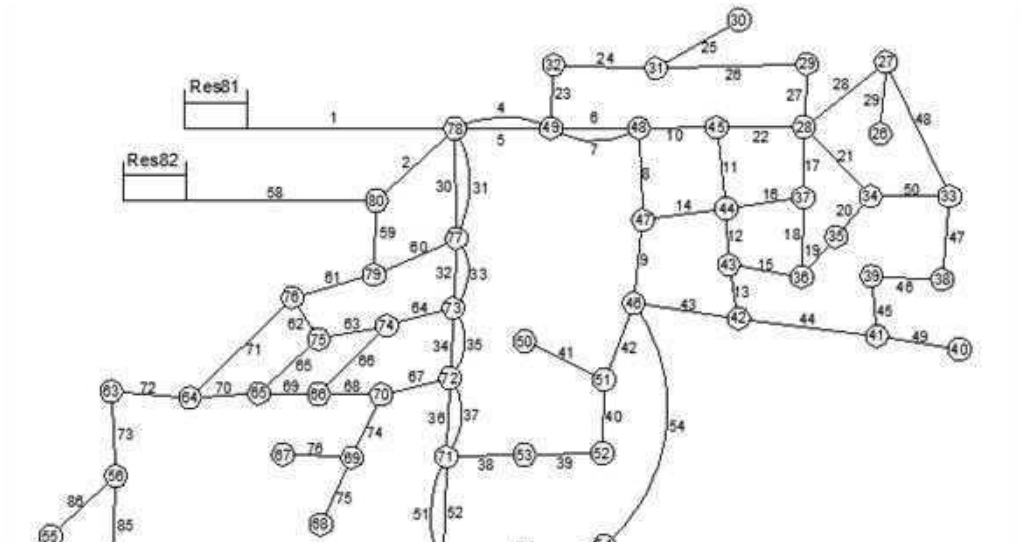
Solução inicial:	$S_0 = \{D_1, D_2, ..., D_p\} = D_{max}$

Temperatura inicial:	$T_0 = -\left(\frac{0.10 \times f(S_0)}{\ln(Pa_0)}\right)$ onde: $Pa_0 = 80\%$
Estratégia de arrefecimento *: k = 0,1,...,n	Se $Pa_k > 80\%$ então $\mu_k = 20$ e $\alpha_k = 0.50$ Se $50\% < Pa_k \leq 80\%$ então $\mu_k = 50$ e $\alpha_k = 0.75$ Se $20\% < Pa_k \leq 50\%$ então $\mu_k = 50$ e $\alpha_k = 0.90$ Se $Pa_k \leq 20\%$ então $\mu_k = 50$ e $\alpha_k = 0.95$
Critério de paragem:	$Pa_{k+1} < 5\%$ $\varepsilon_{k+1} \leq 1.0\%$ (para dois patamares sucessivos de temperatura) com: $\varepsilon_{k+1} = \frac{\lvert FO_{média,k} - FO_{média,k+1} \rvert}{FO_{média,k+1}}$

* Número de transições à temperatura k ($L_k=\mu_k \times NP$) e função de arrefecimento ($T_{k+1}=T_k \times \alpha_k$)

3 – ESTUDO DE CASO

Tendo como objectivo comprovar o desempenho da metodologia proposta e da aplicação computacional desenvolvida, usou-se uma adaptação do SDA descrito por Arulraj e Rao (Arulraj e Rao, 1995). Neste caso, as cotas dos reservatórios foram aumentadas 10 m e os diâmetros das condutas 50, 57, 68, 69, 106, 107 e 109 foram substituídos (respectivamente, por 119.4 mm; 106.6 mm; 119.4 mm; 119.4 mm; 170.6 mm; 136.4 mm; 170.6 mm), de forma a satisfazer a legislação portuguesa (RGSPPDADAR, 1995). O padrão de consumo representado na Figura 2 foi usado para efectuar a simulação dinâmica ao longo de 24 horas, tendo o comportamento para o caudal máximo instantâneo servido como referência. O sistema pode ser caracterizado da seguinte forma: 1) a rede é abastecida graviticamente a partir de dois reservatórios (Res81 e Res82); 2) o caudal médio à entrada do sistema corresponde a aproximadamente 478.5 m^3/h e a pressão mínima de serviço no ponto crítico é de 22.89 m c.a.; 3) a cota topográfica varia entre 497.2 m e 523.6 m e o comprimento da rede é de 27.257 km (distribuído por 113 troços e 82 nós); 4) o diâmetro das condutas varia entre 100 e 750 mm e o coeficiente de rugosidade entre 70 e 150 (fórmula de Hazen-Williams, H-W). Foi necessário fixar o número de ramais (11 483 ramais) e o caudal médio atribuído a cada nó, tendo-se usado como referência uma capitação de 250 l/hab/dia e um número médio de habitantes por ramal igual a 4. Posteriormente, o número total de ramais por conduta baseou-se na área de influência de cada nó, considerando que metade do comprimento está associado ao nó de montante, e a outra ao nó de jusante. O comprimento total da rede tido em conta foi de 25.475 km, uma vez que se considerou apenas o comprimento de um dos troços associados em paralelo.



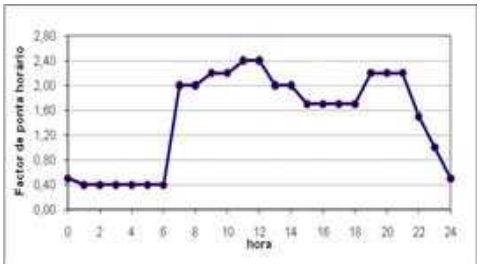


Figura 2. Esquema da rede e padrão de consumo diário utilizado

3.1 – Dimensão e topologia das ZMC

A sectorização da rede resulta, neste caso, da aplicação da metodologia apresentada na secção 2.1. As Tabelas 2 e 3 mostram as características físicas da rede.

Tabela 2. Elementos constituintes da rede (ID troços)

ID troço	NMT	NJT	L (m)	D_{int} (mm)	H-W	L* (m)	R** (un.)	ID troço	NMT	NJT	L (m)	D_{int} (mm)	H-W	L* (m)	R** (un.)
1	Res(81)	78	945	350	150	945	0	58	Res(82)	80	122	750	110	122	0
2	78	80	183	650	150	183	0	59	80	79	305	200	120	305	0
3	18	17	350	100	120	350	160	60	77	79	244	150	120	244	0
4	78	49	160	450	100	160	0	61	79	76	76	150	120	76	0
5	78	49	160	130	70	0	0	62	76	75	231	150	120	231	0
6	49	48	297	400	150	297	90	63	74	75	61	100	120	61	26
7	49	48	297	130	70	0	0	64	73	74	107	150	120	107	24
8	48	47	229	130	120	229	228	65	75	65	171	100	120	171	84
9	47	46	229	100	120	229	215	66	74	66	160	100	120	160	65
10	48	45	183	350	100	183	54	67	72	70	53	150	120	53	9
11	45	44	122	350	120	122	37	68	70	66	76	119.4	130	76	31
12	44	43	160	100	120	160	59	69	66	65	61	119.4	130	61	29
13	43	42	104	100	120	104	63	70	65	64	365	200	120	365	306
14	47	44	122	100	120	122	122	71	76	64	518	150	120	518	0
15	43	36	198	100	120	198	147	72	64	63	411	130	120	411	380
16	44	37	122	210	120	122	59	73	63	56	305	100	120	305	79
17	28	37	335	130	120	335	162	74	70	69	84	130	120	84	9
18	37	36	137	200	120	137	117	75	69	68	168	100	120	168	56
19	36	35	213	200	120	213	0	76	69	67	198	100	120	198	112
20	35	34	76	150	120	76	0	77	62	61	99	300	110	99	44
21	28	34	229	150	120	229	100	78	62	61	99	200	70	0	0
22	45	28	480	200	100	480	143	79	61	15	701	200	70	701	316
23	49	32	274	250	120	274	173	80	61	60	676	200	150	676	194
24	32	31	335	250	120	335	276	81	60	59	213	150	120	213	71
25	31	30	228	150	120	228	255	82	59	15	411	150	120	411	204
26	31	29	335	150	120	335	418	83	59	58	152	100	120	152	50
27	28	29	374	100	120	374	387	84	60	57	114	200	120	114	32
28	28	27	259	130	120	259	124	85	56	57	518	100	120	518	29

29	27	26	350	130	120	350	239	86	56	55	198	100	120	198	37
30	78	77	312	650	110	312	0	87	57	12	350	130	120	350	248
31	78	77	312	350	150	0	0	88	25	23	708	350	150	708	211
32	77	73	137	650	110	137	222	89	23	16	61	350	100	61	16
33	77	73	137	350	150	0	0	90	16	15	457	350	150	457	212
34	73	72	183	650	110	183	50	91	15	14	129	300	120	129	66
35	73	72	183	350	70	0	0	92	14	13	129	250	120	129	16
36	72	71	46	600	110	46	6	93	13	12	304	200	120	304	226
37	72	71	46	300	70	0	0	94	12	11	76	200	120	76	56
38	71	53	38	200	120	38	6	95	11	10	365	150	120	365	533
39	53	52	213	100	120	213	51	96	15	9	137	100	120	137	87
40	51	52	160	200	120	160	38	97	14	7	167	100	120	167	56
41	51	50	167	100	120	167	0	98	13	6	287	100	120	287	125
42	46	51	190	200	120	190	42	99	11	5	309	150	120	309	99
43	46	42	152	200	120	152	69	100	16	9	411	250	150	411	91
44	42	41	304	200	120	304	292	101	9	8	30	250	100	30	0
45	39	41	61	150	120	61	52	102	8	7	69	200	100	69	0
46	39	38	61	150	120	61	63	103	7	6	243	200	100	243	154
47	33	38	61	150	120	61	53	104	6	5	236	100	100	236	159
48	27	33	274	150	120	274	118	105	5	4	503	100	100	503	257
49	41	40	213	130	120	213	160	106	8	3	137	170.6	130	137	0
50	34	33	91	119.4	130	91	36	107	3	1	365	136.4	130	365	438
51	71	62	548	600	150	0	0	108	3	2	259	100	120	259	163
52	71	62	548	300	70	548	243	109	23	22	259	170.6	130	259	107
53	62	54	167	200	120	167	74	110	22	20	122	130	100	122	25
54	46	54	472	150	120	472	41	111	20	18	243	130	100	243	50
55	54	25	365	100	120	365	27	112	20	19	373	100	120	373	55
56	62	25	247	500	150	247	126	113	22	21	137	100	120	137	190
57	25	24	320	106.6	130	320	259								

Tabela 3. Elementos constituintes da rede (ID nós)

ID nós	CT (m)	$Q_{médio}$ (l/s/nó)	L (m)	Pop. (hab)	R (un.)	ID nós	CT (m)	$Q_{médio}$ (l/s/nó)	L (m)	Pop. (hab)	R (un.)
1	497.2	4.833	182.5	1670	418	42	513.1	2.408	280.0	832	208
2	503.5	1.729	129.5	598	149	43	514.3	1.221	231.0	421	105
3	503.5	0.396	380.5	137	34	44	515.9	0.896	263.0	310	77
4	498.8	1.333	251.5	461	115	45	513.8	1.404	392.5	485	121
5	500.0	3.438	524.0	1188	297	46	515.4	1.008	521.5	348	87
6	500.7	3.438	383.0	1188	297	47	517.4	5.738	290.0	1983	496
7	502.8	1.179	239.5	408	102	48	515.1	1.158	354.5	400	100
8	506.3	0.000	118.0	0	0	49	520.5	1.071	365.5	370	93
9	507.2	1.250	289.0	432	108	50	518.7	0.000	83.5	0	0
10	503.5	6.008	182.5	2076	519	51	518.7	0.550	258.5	190	48
11	506.7	0.325	375.0	112	28	52	522.0	0.438	186.5	151	38
12	507.3	5.904	365.0	2040	510	53	520.4	0.396	125.5	137	34
13	505.0	0.396	360.0	137	34	54	522.8	0.063	502.0	22	5
14	503.1	0.396	212.5	137	34	55	510.5	0.325	99.0	112	28
15	508.7	9.271	917.5	3204	801	56	510.5	0.550	510.5	190	48
16	509.4	0.283	464.5	98	24	57	514.0	0.092	491.0	32	8
17	502.1	1.138	175.0	393	98	58	512.7	0.458	76.0	158	40
18	500.6	1.221	296.5	422	105	59	512.7	0.550	388.0	190	48
19	508.0	0.508	186.5	176	44	60	514.6	3.154	501.5	1090	273
20	506.6	0.242	369.0	84	21	61	522.1	0.242	738.0	84	21
21	509.0	1.908	68.5	660	165	62	523.2	5.388	530.5	1862	465
22	508.0	1.092	259.0	377	94	63	510.5	1.771	358.0	612	153
23	502.8	2.738	514.0	946	237	64	516.5	6.375	647.0	2203	551
24	512.1	2.738	160.0	946	237	65	519.5	0.896	298.5	310	77
25	520.6	1.292	820.0	446	112	66	519.5	1.200	148.5	415	104
26	505.8	1.404	175.0	485	121	67	522.7	1.200	99.0	415	104
27	506.7	3.438	441.5	1188	297	68	522.7	0.571	84.0	197	49
28	507.5	2.779	838.5	960	240	69	519.1	0.217	225.0	75	19

29	508.3	7.342	354.5	2537	634	70	520.8	0.133	106.5	46	12
30	513.0	2.013	114.0	695	174	71	521.4	0.063	316.0	22	5
31	511.3	3.679	449.0	1272	318	72	522.0	0.346	141.0	120	30
32	511.1	3.304	304.5	1142	285	73	522.4	0.833	213.5	288	72
33	509.9	0.479	213.0	166	41	74	523.2	0.221	164.0	76	19
34	509.4	1.092	198.0	377	94	75	522.9	0.967	231.5	334	84
35	510.4	0.000	144.5	0	0	76	522.4	0.000	412.5	0	0
36	511.1	1.992	274.0	688	172	77	522.1	2.300	346.5	795	199
37	513.6	2.342	297.0	809	202	78	523.6	0.000	1272.5	0	0
38	509.9	1.092	61.0	377	94	79	523.6	0.000	312.5	0	0
39	511.0	0.367	61.0	127	32	80	520.4	0.000	366.0	0	0
40	512.1	0.396	106.5	137	34	Res(81)	550.0	-	-	-	-
41	512.9	3.946	289.0	1364	341	Res(82)	547.0	-	-	-	-

* Comprimento da rede usado na concepção de ZMC.
** Número de ramais usado na concepção de ZMC.

A Tabela 4, a topologia da rede para cada uma das soluções apresentadas. Nestas circunstâncias, o número de ramais em cada ZMC está relacionado com a área de influência de cada nó e o número de ramais associado.

Tabela 4. Topologia da rede para cada uma das soluções propostas

Topologia da rede		Condições de fronteira entre ZMC	N.º Ramais (un.)	Extensão da rede (m)
Solução 1	ZMC1	77 - 78 - 72 - 89	4089	8537
	ZMC2	4 - 5 - 42 - 54	4366	7019
	ZMC3	77 - 78 - 4 - 5 - 72 - 89 - 42 - 54	3028	9920
Solução 2	ZMC1	88 - 72 - 79 - 80	4832	9667
	ZMC2	4 - 5 - 42 - 54	4366	7019
	ZMC3	88 - 4 - 5 - 72 - 79 - 80 - 42 - 54	2285	8789

Enquanto na Solução 1 usou-se como critérios de dimensionamento o número máximo de ramais e as condutas 42 e 54 como possíveis condições de fronteira entre ZMC (tendo em conta a topologia da rede e o percurso da água entre a origem e os nós de consumo); na Solução 2, além das condições anteriores, usou-se ainda a influência do desnível topográfico (adequado quando se pretende reduzir a pressão dentro de cada ZMC). Na Figura 3 vêm indicados os esquemas da rede para cada uma das soluções apresentadas. As linhas a contínuo determinam as condições de fronteira alcançadas usando a metodologia proposta, as linhas descontínuas o ajustamento de forma a reduzir o número de pontos de monitorização e condutas a seccionar. Neste estudo de caso considerou-se um limite de 4500 ramais por ZMC.

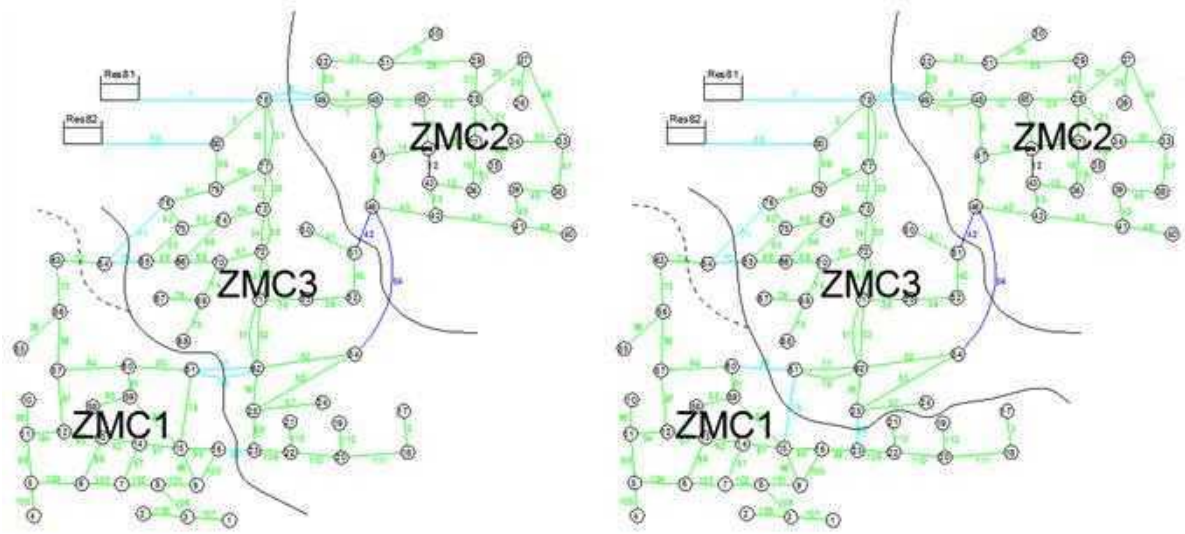


Figura 3. Solução 1 (direita) e Solução 2 (esquerda)

3.2 – Definição das condições de fronteira entre ZMC e reforço da rede

Conhecida a topologia e dimensão de cada ZMC, pretendem-se identificar os pontos de monitorização e os reforços necessários, de forma a reduzir os custos globais de primeiro investimento, Tabela 5.

Tabela 5. Custo para instalação de condutas e pontos de monitorização

Material	D (mm)	D_{int} (mm)	H-W	Custo Global (€/m)		D (mm)	Custo Global (€)
Reforço / substituição / reabilitação						*Pontos de monitorização*	
PEAD	63	53.6	130	30.24		50	3983.69
	75	64.0	130	31.03		65	4181.66
	90	76.8	130	33.25		80	4218.44
	110	93.8	130	36.79		100	4557.29
	125	106.6	130	39.77		125	5057.35
	140	119.4	130	43.25		150	5616.78
	160	136.4	130	49.04		200	7521.79
	200	170.6	130	62.38		250	10741.18
	250	213.2	130	82.55		300	15032.65
	315	268.6	130	114.3		350	20281.64
FFD	350	350.0	125	174.01		400	27589.12
	400	400.0	125	200.37		450	33820.41
	500	500.0	125	260.82		500	40828.75
	600	600.0	125	347.11		600	53610.90
	700	700.0	125	447.44		700	66497.40
	800	800.0	125	536.33		800	79383.90
						900	92270.40

Neste caso, o custo de reforço/substituição/reabilitação serão considerados idênticos, e serão dados em função do diâmetro da conduta. O custo de instalação dos pontos monitorização será dado em função do diâmetro do medidor de caudal, que por sua vez foi fixado admitindo uma velocidade máxima de 1,0 m/s. Neste trabalho foram usados dois tipos de materiais para as condutas: o Polietileno de Alta Densidade (PEAD) até diâmetros de 315 mm e o Ferro Fundido Dúctil (FFD) para diâmetros superiores.

A Tabela 6 mostra o andamento da metodologia proposta e o desempenho da aplicação computacional no que se refere ao valor da Solução 1, para uma determinada corrida do algoritmo.

Tabela 6. Metodologia proposta e desempenho da aplicação computacional (Solução 1)

Patamar	Temperatura	FOmédia	FOóptima	Soluções geradas				
				Total	Mudança de diâmetro		Troca entre pontos de monitorização	
					Aceites	Não aceites	Aceites	Não aceites
1	275467149.93	614102216.47	613631541.15	56	56	0	0	0
2	137733574.97	270932934.53	4530261.13	2260	2247	3	9	1
3	68866787.48	60107488.02	3147010.80	2260	2232	6	17	5
4	34433393.74	28163823.23	1495931.35	2260	2223	6	20	11
5	17216696.87	18866954.03	1442081.22	2260	2204	12	30	14
6	8608348.44	12067773.54	1442081.22	2260	2217	12	13	18
7	4304174.22	7114406.89	1442081.22	2260	2224	10	5	21
8	2152087.11	6416226.47	1442081.22	2260	2207	25	0	28
9	1076043.55	4629871.71	1442081.22	2260	2187	37	0	36
10	538021.78	4333412.84	1442081.22	2260	2193	39	0	28
11	269010.89	1406307.28	1042721.68	2260	2159	63	0	38
12	134505.44	1089507.88	922116.86	2260	2177	60	0	23
13	67252.72	969174.20	810730.87	2260	2165	95	0	0
14	33626.36	880073.77	794492.47	2260	2097	163	0	0
15	16813.18	801159.07	673101.13	2260	1949	311	0	0
16	8406.59	563528.57	456438.71	2260	1646	614	0	0
17	6304.94	461432.03	378043.21	5650	3686	1964	0	0
18	4728.71	382120.18	311281.41	5650	3043	2607	0	0
19	3546.53	323521.75	258426.35	5650	2561	3089	0	0
20	3191.88	299274.64	252443.86	5650	2280	3370	0	0
21	2872.69	297919.57	252443.86	5650	2169	3481	0	0
22	2585.42	276624.02	235758.30	5650	1933	3717	0	0
23	2326.88	262593.16	228984.08	5650	1753	3897	0	0
24	2094.19	249584.61	218896.51	5650	1497	4153	0	0
25	1884.77	242232.60	211956.38	5650	1287	4363	0	0
26	1696.29	236987.43	211956.38	5650	1218	4432	0	0
27	1526.66	227334.89	210482.72	5650	962	4688	0	0
28	1450.33	232130.89	210482.72	5650	986	4664	0	0
29	1377.81	225067.11	209749.15	5650	878	4772	0	0
30	1308.92	226523.08	209116.06	5650	900	4750	0	0
31	1243.48	220728.87	208118.56	5650	734	4916	0	0
32	1181.30	221164.90	208118.56	5650	746	4904	0	0
33	1122.24	218642.69	208118.56	5650	627	5023	0	0
34	1066.13	218258.29	208118.56	5650	596	5054	0	0
35	1012.82	216173.33	208118.56	5650	495	5155	0	0
36	962.18	215084.94	208118.56	5650	472	5178	0	0
37	914.07	215337.26	208118.56	5650	457	5193	0	0
38	868.37	214544.80	208118.56	5650	452	5198	0	0
39	824.95	214941.42	208118.56	5650	425	5225	0	0
40	783.70	213952.22	208118.56	5650	325	5325	0	0
41	744.52	211536.56	208118.56	5650	256	5394	0	0
42	707.29	214100.79	208118.56	5650	316	5334	0	0
43	671.93	212484.26	208118.56	5650	285	5365	0	0
44	638.33	210780.89	208118.56	5650	244	5406	0	0
45	606.41	211364.01	208118.56	5650	234	5416	0	0

Inicialmente o número de pontos de monitorização será reduzido ao mínimo. Ainda a temperaturas elevadas, segue-se uma intensificação do número de trocas entre pontos de monitorização. Porém, à medida que o parâmetro temperatura baixa, o número de trocas

aceite, entre pontos de monitorização, vai sendo progressivamente menor, pelo que no final restringe-se ao estudo da possibilidade de reforço da última troca aceite.

Sabendo que a metodologia se baseia na geração de um número finito de soluções aleatórias, foram usados três procedimentos para verificar a validade e independência da solução final, relativamente à solução inicial, recorrendo a diferentes métodos: 1) usando a mesma solução inicial para diferentes corridas do algoritmo; 2) usando diferentes soluções iniciais e 3) fixando parte da solução do problema como solução inicial, a partir dos resultados obtidos em 1 ou 2. Na maioria dos casos, o algoritmo convergiu para a mesma solução final, pelo que se julga poder considerar que esta será, efectivamente, uma boa solução para o problema em estudo, apesar de não se poder garantir que esta corresponda à solução óptima global. Para as várias soluções obtidas (40 testes para cada uma das diferentes abordagens), a máxima diferença de custo encontrada foi inferior a 5%, e está relacionado com pequenos ajustes ao nível das condutas de reforço. Por outro lado, o tempo de resolução em média foi de aproximadamente 2H15.

A precisão na medição do caudal pode ser substancialmente reduzida quando o número de pontos de monitorização aumenta (caudais mais baixos em cada ponto), e, por outro lado, após a sectorização, em resultado da alteração da configuração da rede e dos reforços, o valor da pressão mínima de serviço, tal como a localização do ponto crítico, poderá não corresponder aos da situação inicial, podendo deslocar-se para outras zonas da rede. O mesmo pode acontecer com a pressão máxima de serviço que poderá aumentar durante o período nocturno. Nas Tabelas 7 e 8 apresentam-se os custos para as Soluções 1 e 2 em função do número total de ligações entre ZMC, bem como as localizações do ponto crítico durante o período diurno e nocturno.

Tabela 7. Custo em função do número de ligações entre ZMC (Solução 1)

Solução 1	2 Ligações	3 Ligações	4 Ligações	5 Ligações	6 Ligações (1)
ID reforço	14 (93.8mm)	14 (93.8mm)	14 (93.8mm)	-	-
	50 (119.4mm)	50 (119.4mm)	50 (119.4mm)	-	-
	79 (268.6mm)	85 (76.8mm)	-	-	-
	85 (76.8mm)	-	-	-	-
ID substituição	78 (213.2mm)	-	-		
ID reabilitação	-	-	-		
ID monitorização (2)	77 e 78 (380.3mm)	77 e 78 (220.4mm)	77 e 78 (212.8mm)	77 e 78 (212.8mm)	77 e 78 (212.8mm)
	4 e 5 (393.1mm)	4 e 5 (393.1mm)	4 e 5 (393.1mm)	4 e 5 (375.1mm)	4 e 5 (371.3mm)
	58 (637.3mm)	89 (309.9mm)	89 (304.7mm)	89 (304.6mm)	89 (304.7mm)
	-	58 (637.3mm)	72 (80.4mm)	72 (80.7mm)	72 (80.6mm)
	-	-	58 (637.3mm)	54 (117.5mm)	54 (111.7mm)
	-	-	-	58 (637.3mm)	42 (64.9mm)
	-	-	-	-	58 (502.6mm)
	-	-	-	-	1 (391.9mm)
Custo de reforço (€)	113944.38	25647.63	8424.13	0	0
Custo de monitorização (€)	94174.18	96446.98	100665.42	105222.71	116705.89
Custo Global (€)	208118.56	122094.61	109089.55	105222.71	116705.89
Pressão mínima (m c.a.)	22.98	22.98	22.92	22.89	22.89
Ponto crítico	67	67	67	67	52
Pressão máxima (m c.a.)	49.52	49.60	49.60	49.60	49.62
Ponto crítico	1	1	1	1	1

Tabela 8. Custo em função do número de ligações entre ZMC (Solução 2)

Solução 2	2 Ligações	3 Ligações	4 Ligações	5 Ligações	6 Ligações	7 Ligações (1)
ID reforço	14 (93.8mm)	14 (93.8mm)	67 (93.8mm)	-	-	-
	50 (119.4mm)	50 (119.4mm)	68 (76.8mm)	-	-	-
	85 (76.8mm)	65 (94.8mm)	69 (76.8mm)	-	-	-
	104 (106.6mm)	-	-	-	-	-
ID substituição	88 (400.0mm)	-	-	-	-	-
ID reabilitação	-	-	-	-	-	-
ID monitorização (2)	4 e 5 (393.1mm)	4 e 5 (393.1mm)	4 e 5 (375.2mm)	4 e 5 (375.1mm)	4 e 5 (375.1mm)	4 e 5 (371.3mm)
	88 (413.4mm)	88 (399.9mm)	88 (399.8mm)	88 (363.4mm)	88 (346.2mm)	88 (346.2mm)
	58 (637.3mm)	72 (105.0mm)	72 (105.3mm)	72 (82.4mm)	72 (80.7mm)	72 (80.6mm)
	-	58 (637.3mm)	54 (117.4mm)	54 (117.5mm)	54 (117.5mm)	54 (111.7mm)
	-	-	58 (637.3mm)	80 (179.0mm)	80 (172.5mm)	80 (172.5mm)
	-	-	-	58 (637.3mm)	79 (121.6mm)	79 (121.6mm)
	-	-	-	-	58 (637.3mm)	42 (64.9mm)
	-	-	-	-	-	58 (502.6mm)
	-	-	-	-	-	1 (391.9mm)
Custo de reforço (€)	176895.31	14715.22	6505.12	0	0	0
Custo de monitorização (€)	101481.66	98731.47	103288.76	108566.69	107874.99	119358.17
Custo Global (€)	278376.97	113446.69	109793.88	108566.69	107874.99	119358.17
Pressão mínima (m c.a.)	22.98	22.91	22.93	22.89	22.89	22.89
Ponto crítico	67	67	67	67	67	52
Pressão máxima (m c.a.)	49.56	49.55	49.55	49.60	49.60	49.62
Ponto crítico	1	1	1	1	1	1

(1) Corresponde ao comportamento da rede antes da sectorização.
(2) Diâmetro equivalente em função do caudal e da velocidade de 1,0 m/s

No presente estudo de caso, há que realçar o facto do custo global, de um modo geral, aumentar em função da redução do número de pontos de monitorização. Enquanto o custo de reforço diminui quando o número de pontos de monitorização se aproxima das condições de funcionamento anteriores à sectorização, o custo de monitorização está relacionado com o caudal e com o número de pontos de monitorização. Deve-se referir, ainda, o facto do ponto crítico se poder deslocar para outras zonas da rede, em resultado da alteração do comportamento hidráulico do sistema após a sectorização.

4 – CONCLUSÕES

A complexidade da gestão e exploração de sistemas de distribuição de água é substancialmente reduzida quando estes se encontram sectorizados, pelo que nos últimos anos este procedimento tem vindo a ser adoptado por inúmeras entidades gestoras a nível Mundial. É um processo difícil e oneroso, que requer um conhecimento prévio das condições topológicas da rede, tal como do modo de operação e comportamento global do sistema. Cada ZMC deve ser concebida considerando não só a garantia da pressão mínima de serviço, mas também a pressão máxima e a manutenção de um nível estável de pressões. Por outro lado, cada uma dessas zonas deve ser abastecida preferencialmente a partir de um único ponto de alimentação, sendo que as condições de fronteira podem ser consideradas permanentes e/ou temporárias, pois a mudança das condições de funcionamento do sistema poderá implicar a alteração dessas mesmas condições de fronteira.

Atendendo às necessidades do sector, neste documento é apresentada uma metodologia geral que possa ser aplicada pela generalidade dos projectistas e operadores de serviços de água quando se pretenda estudar várias possibilidades para a sectorização de uma qualquer rede de distribuição de água, minimizando o custo associado às soluções propostas. Nos resultados apresentados é possível observar as mudanças no comportamento hidráulico do sistema e os custos associados à implementação da sectorização. Porém, deve-se ter em conta que estes podem vir a diferir significativamente entre sistemas devido aos mais diversos factores específicos de cada sistema, entre os quais: a distribuição espacial dos consumos, a densidade de ramais, o comprimento e o traçado da rede, entre outros. Por último, refira-se ainda a possibilidade de se poder vir a avaliar os benefícios decorrentes da redução da pressão em determinados subsectores na rede, especialmente durante o período nocturno, recorrendo a uma das várias metodologias existentes na literatura.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) a atribuição de bolsa de doutoramento no âmbito do POS_C – Apoiar o Desenvolvimento de Competências – Medida 6.1. Referência SFRH / BD / 31723 / 2006.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Anuvongnukroh, V., Makmaitree, U., Chuenchom, T., Sethaputra, S., Waldron, T. (2007). Design and Establishment of a Very Large Scale Low Pressure DMA Project. *In Leakage 2007, Specialized Conference Proceedings, IWA*, 23-26 Sep, Bucharest (Romania).

Arulraj, G. P., Rao, H. S. (1995). "Concept of Significance Index for Maintenance and Design of Pipe Networks." *Journal of Hydraulic Engineering* 121(11): 833-837.

Awad, H., Kapelan, Z., Savic, D. (2008). "Analysis of Pressure Management Economics in Water Distribution Systems". *Proceedings of the 10th Annual Water Distribution Systems Analysis Conference (WDSA2008)*, 17-20 Aug, Kruger National Park (South Africa).

Awad, H., Kapelan, Z., Savic, D. (2009). "Optimal setting of time-modulated pressure reducing valves in water distribution networks using genetic algorithms". *Integrating Water Systems (CCWI 2009 Conference)*, 1-3 Sep, University of Sheffield (London).

Bates, B. C., Kundzewicz, Z. W., Wu, S., Palutikof, J. P. (2008). *Climate Change and Water. Technical Paper of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. IPCC Secretariat, Geneva.

Blum, C., Roli, A. (2003). "Metaheuristics in Combinatorial Optimization: Overview and Conceptual Comparison." *ACM Computing Surveys* 35(3): 268-308.

Cunha, M. C., Sousa, J. (1999). "Water distribution network design optimization: Simulated Annealing approach." *Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE* 125(4): 215-221.

Donnelly, A. (2007). "Combating Non-Revenue Water in a large multifunctional company; A case study of EPAL; Portugal's largest water supplier". *In Leakage 2007, Specialized Conference Proceedings, IWA*, 23-26 Sep, Bucareste (Romania).

Farley, M., Trow, S. (2003). *Losses in Water Distribution Networks*. IWA Publishing, United Kingdom.

Girard, M., Stewart, R. A. (2007). "Implementation of Pressure and Leakage Management Strategies on the Gold Coast, Australia: Case Study." *Journal of Water Resources Planning and Management* 133(3): 210-217.

Gomes, R., Marques, A. S., Sousa, J. (2010a). "Estimation of the benefits yielded by pressure management in water distribution systems." *Urban Water Journal (submitted)*.

Gomes, R., Marques, A. S., Sousa, J. (2010b). Estimativa dos Custos/benefícios Relacionados com a Concepção de Zonas de Medição e Controlo em Sistemas de Distribuição de Água. *Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*, 12-15 Out, Porto (Portugal).

IPCC (2007). *Climate Change 2007 (Fourth Assessment Report)*. Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC).Cambridge University Press.

IRAR (2007). *Relatório Anual do Sector de Águas e Resíduos em Portugal 2007 (RASARP)*. Instituto Regulador de Águas e Resíduos (IRAR), Lisboa.Gráfica Maiadouro.

Jankovic, B., Maksimovic, C., Butler, D., Graham, N. J. D. (2004). "Use of Flow Meters for Managing Water Supply Networks." *Journal of Water Resources Planning and Management* 130(2): 171-179.

Loveday, M., Dixon, J. (2005). "DMA Sustainability in Developing Countries". *In Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings, IWA*, 12-14 Sep, Halifax (Canada).

MacDonald, G., Yates, C. D. (2005). "DMA Design and Implementation, a North American Context". *In Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings, IWA*, 12-14 Sep, Halifax (Canada).

MAOTDR (2007). *Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Saneamento Águas Residuais (PEAASAR II)*. Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional (MAOTDR), Lisboa.

Marques, R., Gomes, R., Monteiro, A. (2005). Benchmarking the Water Losses in Portugal. *In Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings, IWA*, 12-14 Sep, Halifax (Canada).

Mckenzie, R., Langenhoven, S. (2001). *PRESMAC User Guide*. South Africa Water Research Commission, WRC Report TT 152/01.

Metropolis, N., Rosenbluth, A. W., Rosenbluth, M. N., Teller, A. H., Teller, E. (1953). "Equation of State Calculations by Fast Computing Machines." *The Journal of Chemical Physics* 21(6): 1087-1092.

Morrison, J., Tooms, S., Rogers, D. (2007). *District Metered Areas, Guidance Notes*. International Water Association (IWA), Specialist Group on Efficient Operation and Management of Urban Water Distribution Systems, Water Loss Task Force.

Naveh, N., Ingham, M., Melamed, C., Enav, Y., Cohen, O., Shalom, G. B. (2005). The Entrepreneurial Approach to Implementing a Leakage Control System in Municipal Networks: Case Studies. *In Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings, IWA*, 12-14 Sep, Halifax (Canada).

OECD (2009). *Managing Water for All. An OECD Perspective on Pricing and Financing*. Organisation for Economic Co-operation and Development (OECD), 5th World Water Forum in Istanbul on 16-22 March 2009.

Pilcher, R., Hamilton, S., Chapman, H., Field, D., Ristovski, B., Stapely, S. (2007). *Leak Location and Repair – Guidance notes*. International Water Association (IWA), Specialist Group on Efficient Operation and Management of Urban Water Distribution Systems, Water Loss Task Force.

Reckziegel, M. (2008). *Protótipo de um Sistema de Roteamento Urbano integrando PostgreSQL e Geoserver*. Pós Graduação, Especialidade de "Tecnologias Aplicadas a Sistemas de Informação", Centro Universitário Ritter dos Reis. Porto Alegre.

RGSPPDADAR (1995). *Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais*. Decreto Regulamentar nº 23/95, de 23 de Agosto de 1995, Lisboa.

Sánchez, E. H., Ibánez, J. C., Cubillo, F. (2005). "Testing Applicability and Cost Effectiveness of Permanent Acoustic Leakage Monitoring for Loss Management in Madrid Distribution Network". *In Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings, IWA*, 12-14 Sep, Halifax (Canada).

Sousa, J. (2006). *Modelos de Apoio à Decisão para o Dimensionamento e a Operação de Sistemas de Abastecimento de Água*. Tese de doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra.

Trosset, M. W. (2001). "What is Simulated Annealing?" *Optimization and Engineering* 2: 201-213.

UN (2005). *Water for Life Decade 2005–2015*. United Nations (UN), Department of Economic and Social Affairs Division for Sustainable Development, Geneva.WHO Press.

UN (2008). *World Urbanization Prospects: The 2007 Revision*. United Nations (UN), Department of Economic and Social Affairs, Population Division, New York.

Varela, M., Ribeiro, R. (2001). "Utilização de Simulated Annealing em Optimização Difusa." *Revista de Investigação Operacional* 21(2): 205-231.

Walski, T., Chase, D. V., Savic, D., Grayman, W. M., Beckwith, S., Koelle, E. (2003). *Advanced Water Distribution Modeling And Management*. Haestad Methods, USA.

Walski, T. M. (1995). "Optimization and Pipe-Sizing Decisions." *Journal of Water Resources Planning and Management* 121(4): 340-343.

Wiley, M. W., Palmer, R. N. (2008). "Estimating the Impacts and Uncertainty of Climate Change on a Municipal Water Supply System." *Journal of Water Resources Planning and Management* 134(3): 239-246.

WRc (1994). *Managing Leakage Reports A-J*. WRc plc, Water Services Association, Water Companies Association, Swindon (UK).

Metodologia para a associação de dados de precipitação a dados de caudal em sistemas de drenagem de águas residuais - Aplicação ao caso de estudo da SANEST

Rita Salgado BRITO (1); Otília DIAS (2); José Saldanha MATOS (3); Bruno MARTINS (4)

PALAVRAS-CHAVE: águas residuais, caudal, componentes principais, precipitação, sistema de drenagem

RESUMO:

A monitorização de caudais em hidrologia urbana surge, frequentemente, associada a medição de precipitação. A necessidade de dispor de dados de precipitação em sistemas de drenagem resulta, em grande parte, da presença de caudais pluviais nas redes, mesmo quando estas são concebidas como redes separativas domésticas. Quando uma entidade gestora pretende instalar uma rede de udómetros, entre outros aspectos, deve decidir sobre a quantidade e localização dos equipamentos a instalar. É possível recolher critérios ou orientações relativas a este aspecto na bibliografia da especialidade. As recomendações não são unânimes, mas conduzem, em regra, a densidades de udómetros (expressas em número por km^2) bastante superiores às habitualmente consideradas em programas de monitorização de sistemas de drenagem em Portugal.

No presente artigo apresenta-se uma compilação de diferentes recomendações relativas à densidade de udómetros a implementar e apresenta-se uma metodologia que permite seleccionar o udómetro mais representativo, por secção de medição de caudal, ou definir um modelo estatístico de precipitação/ escoamento, baseado nos dados de mais de um udómetro.

A metodologia apresentada permite estabelecer uma relação entre dados obtidos em udómetros dispersos na bacia e dados de caudal registados na rede. Esta metodologia assenta num estudo de análise de componentes principais (ACP) da série de medições, permitindo a obtenção de informação estatística numérica e gráfica que permite suportar a decisão. No âmbito do artigo apresenta-se um caso de estudo. O caso de estudo diz respeito ao sistema de medição de caudais de águas residuais da SANEST, Saneamento da Costa do Estoril S.A., que dispõe de medições de precipitação na bacia de atendimento e de caudais na rede de drenagem desde 1998, constituindo uma base de dados bastante completa e única no país.

(1) Equiparado a Professor Adjunto, ESTBarreiro/IPS, Rua Américo da Silva Marinho, 2839-001 Lavradio; Tel: (351) 21 206 46 64, Fax: (351) 21 207 50 02; rita.brito@estbarreiro.ips.pt
(2) Professor Adjunto, ESTBarreiro/IPS, Rua Américo da Silva Marinho, 2839-001 Lavradio; Tel: (351) 21 206 46 64, Fax: (351) 21 207 50 02; otilia.dias@estbarreiro.ips.pt
(3) Professor Catedrático, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, IST, Av. Rovisco Pais, 1049 - 001 Lisboa; Tel: (351) 21 841 83 71; jsm@civil.ist.utl.pt
(4) SANEST, S.A., Rua Flor da Murta, 2780-742 Paço de Arcos; Tel: (351) 21 446 21 00, Fax: (351) 21 446 22 70; bmartins@sanest.pt

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - Enquadramento do tema

A monitorização de caudais em hidrologia urbana surge, frequentemente, associada a medição de precipitação. A necessidade de dispor de dados de precipitação no caso de sistemas com contribuição doméstica resulta, em grande parte, da presença de caudais pluviais nas redes de drenagem, mesmo quando são concebidas como redes separativas domésticas.

Uma das decisões a tomar por uma entidade gestora que pretende instalar uma rede de udómetros prende-se com o número e distribuição espacial dos equipamentos. É possível recolher recomendações ou orientações relativas a este aspecto na bibliografia da especialidade, que se encontra essencialmente vocacionada para aplicação a sistemas separativos pluviais ou unitários (Paturel *et al*., 1986; Niemczynowicz, 1990; Schilling, 1991; Bertrand-Krajewsky *et al*., 2000a; WaPug, 2002 e Berne *et al*., 2004). Não obstante a prática já existente neste domínio, as recomendações recolhidas não são unânimes.

Para além disso, verifica-se que a densidade de udómetros sugerida na bibliografia é, em regra, bastante superior à que habitualmente se implementa em programas de monitorização urbana, em Portugal. Independentemente das razões, as entidades gestoras vêem-se confrontadas, por vezes, com dados de precipitação recolhidos em locais muito dispersos e necessitam de analisar essa informação em paralelo com os dados disponíveis de caudal, para poderem tirar conclusões sobre o comportamento hidráulico e ambiental dos sistemas que operam e definir estratégias de reabilitação e de beneficiação.

Para analisar dados de caudal interessa saber, frequentemente, se dizem respeito a dias de chuva ou a dias de tempo seco. Quando se dispõe de vários udómetros, nem sempre a resposta a esta questão se torna simples e trivial, uma vez que pode haver registos de precipitação no udómetro associado ao medidor de caudal e não se verificarem alterações no caudal medido. A situação inversa também pode, naturalmente, ocorrer, ou seja, verificarem-se alterações súbitas no hidrograma do medidor de caudal em análise, sem que ocorram registos de precipitação no udómetro mais próximo.

Frequentemente, é necessário escolher, de entre os udómetros disponíveis, qual é o que melhor se relaciona com os dados de um medidor de caudal, e nem sempre a melhor escolha é a que se baseia no critério da proximidade geográfica ou de pertença à mesma bacia hidrográfica. Esta questão é manifestamente mais importante quando se analisam medições em bacias hidrográficas de grande dimensão. Neste caso, o caudal afluente à secção de medição nem sempre resulta de precipitação ocorrida na mesma zona da bacia (ou seja, registada num mesmo udómetro). Poderá revelar-se necessária ou conveniente uma análise integrada dos dados de vários udómetros localizados numa área mais vasta, para uma correcta interpretação dos resultados.

No âmbito deste artigo pretende apresentar-se um método simples, baseado na avaliação de séries históricas, que permita identificar qual o udómetro cujos dados apresentam uma melhor relação com os valores de caudal Noutra perspectiva, pretende avaliar-se se o estudo integrado dos vários udómetros disponíveis permite definir um padrão de comportamento que também se verifique no medidor de caudal, que permita relacionar as várias séries de medições.

1.2 - Estrutura do artigo

O presente artigo tem como objectivo principal apresentar uma metodologia para a selecção do udómetro mais representativo, referido a uma secção de medição de caudal ou, ao invés, aferir da necessidade de recorrer, para esse efeito, aos dados de mais de um udómetro.

Nesse sentido, entendeu-se que seria importante efectuar uma compilação de diferentes recomendações relativas à densidade de udómetros a implementar. Essa compilação é apresentada no capítulo 2. No capítulo 3, apresenta-se uma metodologia para apoiar a escolha do udómetro mais representativo. No capítulo 4 apresenta-se o caso de estudo da SANEST e os resultados obtidos por aplicação da metodologia proposta. Finalmente, no capítulo 5 apresenta-se uma síntese das principais conclusões do trabalho.

2 - INSTALAÇÃO DE UDÓMETROS EM SISTEMAS DE MONITORIZAÇÃO

2.1 - Recomendações relativas a densidade de equipamentos

Uma bacia de drenagem pode ser entendida, em grande parte, como um sistema que recebe dados (precipitação) e produz resultados (escoamento).

O conhecimento da precipitação é essencial em hidrologia urbana, nomeadamente no que respeita ao comportamento hidráulico de sistemas separativos pluviais, unitários ou pseudo-separativos, uma vez que se trata do fenómeno indutor da ocorrência de escoamento superficial. A variabilidade espacial e temporal da precipitação constitui uma fonte de incerteza significativa para a modelação hidrológica, pelo que a densidade de equipamentos instalados pode revelar-se determinante.

As densidades indicadas no Quadro1, aferidas a partir de 270.000 simulações de repartição de udómetros em bacias (Bertrand-Krajewsky, *et al*., 2000a, que remete para Paturel, *et al*., 1986) permitem, segundo os autores, assegurar uma incerteza sobre a altura de precipitação inferior a 20%, em 75% dos casos.

Quadro 1: Densidade de udómetros proposta por Paturel, *et al*., 1986

Área da bacia hidrográfica (km^2)	Número de udómetros (N_p)	Área da bacia hidrográfica (km^2)	Número de udómetros (N_p)
até 0.5	1 - 2	20 - 30	10 - 12
0.5 - 1	2 - 3	30 - 40	12 - 14
1 - 5	4 - 5	40 - 50	14 - 16
5 - 10	6 - 7	50 - 100	16 - 20
10 - 20	7 - 10	100 - 200	20 - 30

Segundo outros autores, é fundamental conseguir uma malha de udómetros que permita acompanhar o evento de precipitação. Os eventos de precipitação mais críticos para o funcionamento dos sistemas de saneamento são as de tipo convectivo. Este tipo de precipitação apresenta intensidades elevadas e curtas durações, estando associado a nuvens de grande desenvolvimento vertical, originando frequentemente trovoadas e fortes rajadas de ventos. Do ponto de vista de engenharia, enquanto que o estudo da precipitação dos tipos frontal e orográfica é importante para os projectos associados a grandes bacias hidrográficas, que usualmente incluem varias sub-bacias rurais e drenam para linhas de água importantes, as precipitações de tipo convectivo interessam sobretudo às obras e intervenções de cariz urbano, em bacias relativamente pequenas. O estudo de 400 eventos pluviosos (Niemczynowicz, 1990 e 1991) provocados por este tipo de células permitiu definir que para estes sejam convenientemente caracterizados, devem ser observadas em simultâneo por, pelo menos, dois udómetros.

Para esse efeito, devem ser respeitados os seguintes requisitos:

- A distância entre dois udómetros não deve ser superior a 1 km, ou seja, deverá ser garantida uma densidade de 1 udómetro por km^2;
- Para se conseguir acompanhar o percurso de uma célula convectiva, o intervalo de tempo de amostragem deve ser igual ou inferior a 1 min;

Este autor propõe, num relatório para a OMM (Organização Meteorológica Mundial) a seguinte regra empírica para a implantação de udómetros em zona urbana:

$$U: T : H = 1 : 1 : 0,1$$

ou seja, 1 udómetro (U) por km^2, com tempo de amostragem (T), de 1min e resolução de 0,1mm em altura de água (H).

Estas recomendações são geralmente aceites como ideais (Schilling, 1991; Einfalt, *et al*., 1998). Nem sempre é possível respeitar essas recomendações, e geralmente por condicionalismos orçamentais, pelo que se pode sugerir uma densidade de udómetros inferior (Schilling, 1991):

$$N_p = \sqrt{A} \quad (1)$$

em que:

N_p: número de udómetros

A: área da bacia em km^2

Pode ainda considerar-se que a escolha de passo de tempo, densidade e resolução de udómetros deve basear-se na necessidade de dados, que está estreitamente relacionada com a utilização que se prevê dar a essa informação (Schilling, 1991). Sumariamente, no que diz respeito à densidade de udómetros, este autor refere as seguintes relações:

- Para o dimensionamento de colectores:1 por bacia;
- Para o dimensionamento de bacias de retenção ou de infiltração: 1 por bacia tributária;
- Para o pré-dimensionamento de reservatórios: 2 por bacia drenante tributária;
- Para o projecto de execução de reservatórios: $\geq$ 1 por 5 km^2;
- Para o projecto de reabilitação e gestão em tempo real de sistemas existentes e para a verificação de modelos de simulação: $\geq$ 1 por 1 km^2.

No projecto HIRE ’98 (Hydromet Integrated Radar Experiment (Berne, et al., 2004), procurou-se, com base em dados de elevada resolução, investigar a relevância da resolução espacial nas séries de precipitação / escoamento e estudar a importância do passo de tempo. A investigação centrou-se na relação entre o tempo de concentração das bacias (t_c) o intervalo de tempo nos registos e a distância entre os udómetros (Schilling, 1991; Morin, et *al*., 2001).

Em bacias urbanas, o tempo de concentração, t_c, é da ordem de alguns minutos a uma hora, o que implica, com base no estudo efectuado, um passo temporal no registo da precipitação de 1 min a 15 min. Os autores apontam também para uma relação entre o passo temporal e o afastamento entre udómetros:

$$\Delta r = 1.5\sqrt{\Delta t} \quad (2)$$

em que:

Δ_t: intervalo de tempo de recolha de dados (min)

Δ_r: distância média entre udómetros

Para esta relação, os autores verificaram existir uma correspondência de 87% dos dados registados por udómetros com os registados por radar. Salienta-se que a adopção destes critérios é sobretudo aconselhável no caso de: a) regiões com sub-bacias com características semelhantes, também em termos de clima; b) área entre 10 e 10.000 ha; c) inclinação entre 1 e 10% e d) área impermeável entre 10 e 60%. A área estudada pelos

referidos autores, localizava-se no Sul de França, com clima Mediterrânico, e com registo de eventos intensos frequentes.

Outros autores relacionam a densidade de udómetros com a área e o declive da bacia (WaPug, 2002), recomendando a instalação de um udómetro por bacia, complementado por outros consoante a dimensão e a inclinação média da mesma, num mínimo de 3 unidades, conforme se segue:

- Terreno plano: 1 + 1 por cada 4 km^2
- Terreno de inclinação média: 1 + 1 por cada 2 km^2
- Terreno montanhoso: 1 + 1 por cada 1 km^2

As recomendações apresentadas dizem respeito a estudos e projectos com objectivos e características específicas, pelo que deverão ser analisadas tendo em atenção o contexto em que se inserem.

Existe uma elevada discrepância entre as recomendações dos diversos especialistas e, também, entre essas recomendações teóricas e a respectiva aplicação no terreno, devido, nomeadamente, a restrições financeiras e de ordem prática. Em França, por exemplo, a densidade de udómetros instalados varia entre 1 udómetro por 6 km^2 e 1 udómetro por 20 km^2 (Bertrand-Krajewsky, et al., 2000a).

Resumem-se, no Quadro 2, as recomendações da bibliografia relativas à densidade de udómetros.

Quadro 2: densidade de udómetros proposta na bibliografia, no âmbito da hidrologia

Autor	1 udómetro / por x km^2
(Paturel, et al., 1986)	de $^1/_{0.5\ km^2}$ a $^1/_{5\ km^2}$
(Schilling, 1991): 1ª abordagem	de $^1/_{0.7\ km^2}$ a $^1/_{10\ km^2}$
(Schilling, 1991): 2ª abordagem	de $^1/_{1\ km^2}$ a $^1/_{5\ km^2}$
(Niemczynowicz, 1991)	$^1/_{1\ km^2}$
(WaPug, 2002)	de $1+^1/_{1\ km^2}$ a $1+^1/_{4\ km^2}$
(Berne, et al., 2004)	de $^1/_{8\ km^2}$ a $^1/_{40\ km^2}$

Em Portugal, em bacias urbanas, a instalação de udómetros é ainda muito incipiente. No caso do sistema da SANEST, Saneamento da Costa do Estoril S.A., a densidade média é da ordem de 1 udómetro por 20 km^2. Noutros locais de Portugal a densidade de udómetros será seguramente muito inferior.

2.2 - Necessidade de relacionar dados de caudal com dados de precipitação

O estabelecimento de relações fiáveis de dados de precipitação e de caudais, permite o preenchimento de lacunas de registos de caudal e a previsão do comportamento dos sistemas de drenagem, face a cenários de ocorrência de precipitação. As entidades gestoras dispõem, frequentemente, de dados de udómetros que não estão instalados com a densidade ideal, mas necessitam, ainda assim, de decidir quais os dados a utilizar, e qual a representatividade das séries que dispõem.

O estudo da relação entre a precipitação e o escoamento constitui um tema clássico da hidrologia, em particular da hidrologia urbana. Não obstante, na sua maioria, estes estudos de hidrologia urbana dizem respeito a sistemas unitários, e revestem-se naturalmente de particularidades específicas e de complexidade superior quando respeitam a sistemas de drenagem domésticos com afluências indevidas de águas de origem pluvial. Neste domínio, são diversas as abordagens possíveis para relacionar estas duas grandezas (Brito, et al., 2009).

A utilização de modelos de simulação hidráulica poderá ser recomendável. No entanto, e na grande maioria dos casos, não se consegue que esses modelos tenham em conta certas características do sistema, como as relativas ao tipo de juntas, existência de deslocamentos, raízes, sedimentos e obstruções parciais dos colectores. Por outro lado, nos modelos comerciais, nem sempre é possível associar mais de um udómetro à bacia.

3 - METODOLOGIA

3.1 - A Análise em Componentes Principais

A metodologia apresentada estabelece uma relação entre dados de udómetros dispersos na área de atendimento e valores de caudal medidos ao longo do sistema de drenagem. Esta metodologia assenta na Análise em Componentes Principais da série de medições, que permite a obtenção de informação estatística numérica e gráfica.

A Análise em Componentes Principais, ACP (em terminologia anglo-saxónica, "*Principal Components Analysis*", PCA) transforma o sistema de coordenadas dos dados originais num sistema mais relevante para o objectivo pretendido. Com este tipo de análise, procura-se detectar as características mais marcantes das séries de dados. Ou seja, procura-se aferir se as séries de dados disponíveis podem ser decompostas na soma de matrizes elementares, comuns às séries em estudo, afectadas por coeficientes multiplicativos distintos, consoante a série em análise. As Componentes Principais constituem, assim, combinações lineares das séries em estudo.

A abordagem de um modelo ACP pode ser explicada, sucintamente, por análise do gráfico da Figura 1. Se estivermos a estudar a série C, pode concluir-se que esta resulta da combinação linear das séries A e B, ponderadas por multiplicativos *a* e *b*. O modelo ACP efectua esta abordagem não apenas a uma série mas a uma matriz de séries C. Procura quais as matrizes (A, B, as Componentes Principais) e os factores multiplicativos (*a* e *b*, no caso em exemplo) que conseguem representar as séries da matriz C, com um erro mínimo.

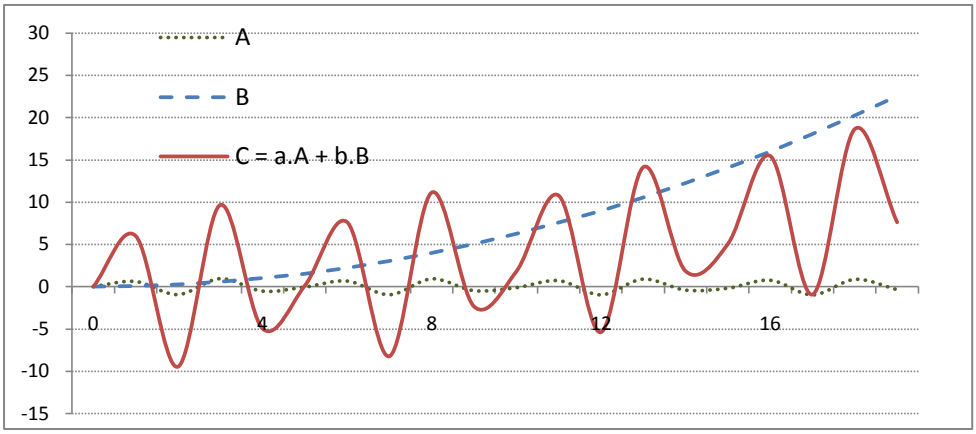


Figura 1 – Gráfico ilustrativo da Análise de Componentes Principais (ACP)

De forma genérica, um modelo ACP procura um número limitado de componentes principais (CP, que no caso em exemplo seriam A e B), que reflectem as características mais marcantes dos dados. Um modelo ACP é, assim, uma aproximação a uma matriz de dados original X e pode ser representado por:

$$X_{(n\times p)} = T_{(n\times d)}\, L^{T}_{(d\times p)} + E_{(n\times p)} \qquad (3)$$

em que:

n: número de objectos (amostras), p: o número de variáveis e d: o número de componentes principais

T: matriz de "*scores*" (coeficientes multiplicativos)

L: matriz de "*loadings*" (séries de base ou CPs) e L^T: matriz de "*loadings*" transposta

E: matriz dos erros

A contribuição de cada CP para um dado objecto é quantificada pelo respectivo "*score*". Por sua vez, cada CP é caracterizado por um conjunto de valores de cada uma das variáveis, que são os seus "*loadings*".

O número de componentes principais usado num modelo ACP representa uma medida da complexidade dos dados e pode ser encarado como o número de fenómenos independentes subjacentes. Existem vários métodos para aferir o número adequado de Componentes Principais (CP) num modelo ACP. A determinação do número adequado de Componentes Principais pode basear-se na variância capturada por cada componente principal, ou seja, que fracção dos dados da série é bem explicada por aquela CP. Quando se analisam modelos com mais de uma CP, interessa atentar na percentagem de variabilidade explicada pelo modelo ACP, ou seja, que fracção dos dados da série é bem explicada pelo modelo (por exemplo, se a CP1 captura 60% dos dados e a CP2 captura 20%, um modelo com a CP1 e a CP2 captura 80% dos dados). Deve ter-se atenção ao *valor próprio*[1] associado a cada CP. Este parâmetro, que resulta da análise da matriz de dados, pode ser interpretado

[1] Valor próprio: eigenvalue

como uma medida da importância de cada CP. O parâmetro *valor próprio* permite aferir se a CP captura a tendência principal dos dados (*valor próprio* superior a 1) ou se captura maioritariamente erros ou desvios (*valor próprio* inferior a 1).

Para a aplicação do modelo ACP dos dados em estudo, utilizou-se o módulo PLStoolbox 3.0 (Eigenvector Research Inc.) que opera sobre o software Matlab 6.0 (The Matworks Inc.). No presente estudo o número de componentes principais a considerar no modelo foi determinado com base na fracção de variância capturada acumulada e no *valor próprio* associado a cada CP. A aferição da adequação do modelo ACP desenvolvido efectuou-se com base na percentagem de variância capturada pelo modelo e na eventual existência de um padrão semelhante entre determinados udómetros e o medidor de caudal em estudo.

3.2 - Caso de estudo e cenários testados

O caso de estudo diz respeito ao sistema de medição de caudais da SANEST - Sistema de Saneamento da Costa do Estoril, S.A. (SSCE).

O SSCE localiza-se a Oeste de Lisboa, e recebe caudais dos Municípios de Amadora, Oeiras, Cascais e Sintra. A SANEST, S.A. dispõe de medições de precipitação e de caudal na rede de drenagem desde 1998, constituindo uma base de dados única no país. Actualmente, o sistema recolhe dados em contínuo de 42 medidores de caudal e de 5 udómetros. O afastamento médio entre udómetros é de 5,14 km, variando entre 2,42 km e 6,43 km, o que corresponde a uma densidade média de udómetros de 1 por cada 20 km^2.

O Sistema de Medição e Telemetria de Caudais da SANEST tem como objectivos principais a quantificação dos volumes de águas residuais provenientes de cada Município e recolhidos pela rede de drenagem do SSCE, para efeitos de facturação, e o fornecimento de informação para a gestão integrada do sistema e avaliação do respectivo comportamento hidráulico. Os medidores de caudal e udómetros da SANEST, S.A. são aferidos diariamente e sujeitos a um protocolo de validação considerado bastante exigente.

Apresenta-se, na Figura 2, uma planta com a localização dos medidores de caudal e dos udómetros do caso de estudo.

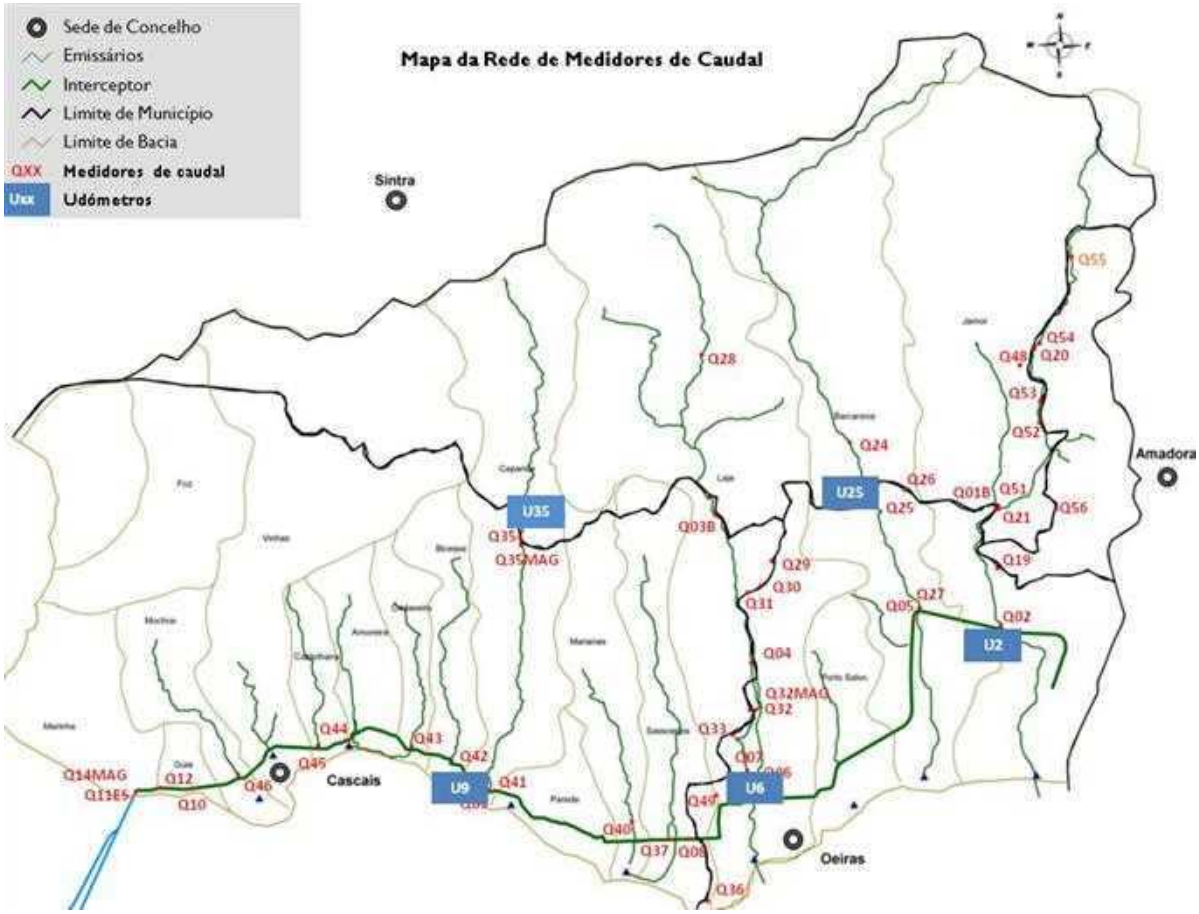


Figura 2: Localização dos medidores de caudal e udómetros no Sistema de Saneamento da Costa do Estoril

(imagem cedida pela SANEST, S.A.)

Da informação disponível, seleccionaram-se 3 anos de dados, de 7 medidores de caudal e dos 5 udómetros. O estudo baseou-se nas séries de dados entre 1 de Janeiro de 2006 e 31 de Dezembro de 2008, e nos volumes totais diários registados. Os medidores de caudal em análise foram os Q03, Q06, Q08, Q11TP, Q32, Q33 e Q41, com características diferenciadas, em temos de diâmetro do colector e dimensão e ocupação das bacias tributárias associadas.

Cada medidor de caudal foi estudado separadamente. Para cada medidor de caudal, analisaram-se, ano a ano, os registos disponíveis. Para cada variável, analisaram-se os volumes diários. Nos casos em que existia disponibilidade completa de informação ao longo do ano, relativa a todos os udómetros e medidor de caudal, cada matriz é naturalmente constituída por 365 ou 366 linhas (uma por cada dia do ano) e por 6 colunas (uma por cada udómetro e uma referente ao medidor de caudal).

Durante a fase de ensaio da metodologia, verificou-se que, ocasionalmente, um ou outro udómetro não registava um comportamento análogo aos restantes, o que poderia prejudicar a variância explicada pelo modelo ACP. Verificou-se, ainda, que poderia ser interessante analisar também apenas a componente de volume pluvial, entendendo-se esta como a diferença entre o volume total escoado e o volume médio diário mínimo da série em estudo. Assume-se, neste contexto, que o volume mínimo corresponde a caudais com origem exclusivamente doméstica.

Com este enquadramento, foram definidos vários cenários para construir a matriz original de dados, para os dias em que existissem dados simultaneamente em todas as colunas:

i. volume total do medidor de caudal + todos os udómetros;

ii. volume total do medidor de caudal + udómetros com melhor relação entre si;

iii. volume pluvial do medidor de caudal + udómetros com melhor relação entre si.

Cada medidor de caudal foi submetido ao primeiro dos cenários descritos. Caso os resultados não fossem satisfatórios, prosseguia-se com aplicação do cenário seguinte, e assim sucessivamente. Após a aplicação destes cenários, constatou-se que nem para todos os medidores se obtinha uma boa relação entre os caudais medidos e os registos de precipitação, nomeadamente nos casos em que se verifica uma componente significativa de afluências desfasadas.

Nesse caso, analisaram-se ainda os seguintes cenários:

iv. volume pluvial do medidor de caudal + média da precipitação nos 3 dias anteriores à medição de caudal;

v. volume pluvial do medidor de caudal + média ponderada da precipitação nos 3 dias anteriores à medição de caudal ($50\%\ dia_i + 30\%\ dia_{i-1} + 20\%\ dia_{i-2}$).

4 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Conforme referido no capítulo 2 deste artigo, aplicou-se a Análise de Componentes Principais (ACP) aos dados de 7 medidores de caudal do sistema da SANEST, para cada ano, e para vários cenários.

Para cada matriz, construiu-se um modelo ACP. Para cada modelo ACP, analisou-se o seguinte:

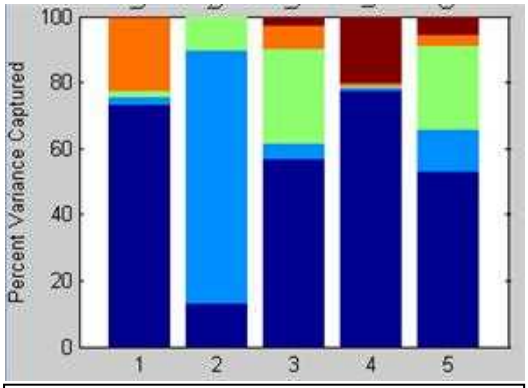
- a variância capturada pelo modelo, por forma a aferir a validade do mesmo;
- o padrão de variância capturada pelo modelo, para cada udómetro, e o padrão para o medidor de caudal em estudo.

Os resultados decorrentes da aplicação desta metodologia ao caso de estudo são bastante extensos, pelo que apenas são apresentadas, no presente artigo, algumas das principais conclusões, comuns aos vários medidores analisados.

Uma das primeiras ilações que se retira do estudo é a discrepância do padrão de dados do udómetro U6, relativamente aos dados dos outros quatro udómetros, e relativamente aos medidores de caudal. A 1ª CP (que representa o padrão principal seguido pelos dados) apresenta muito pouco significado no que respeita ao udómetro U6.

A título de exemplo apresenta-se, nas Figuras 3 e 4, o estudo efectuado ao medidor Q41 para 2006.

Variáveis em y: % variância capturada por cada CP



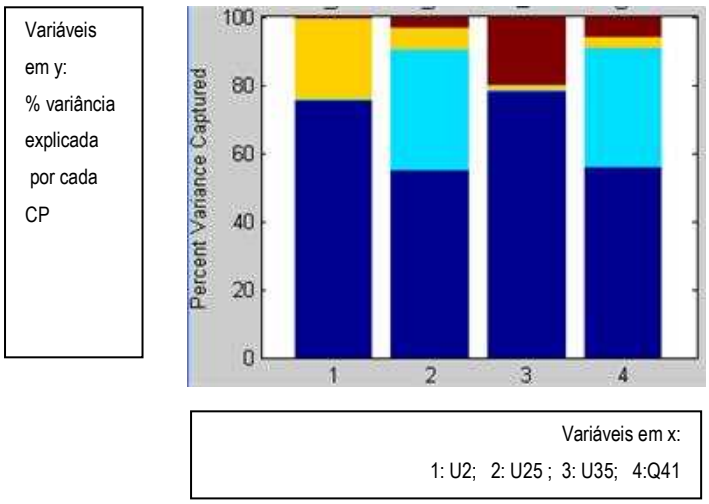
Variáveis em x:
1: U2; 2: U6; 3: U25 ; 4: U35; 5:Q41

a) % variância capturada por cada CP, para cada variável

PC	Eigenvalue da Cov(x)	% Variância desta PC	% Variância acumulada
1	2,73E+00	54,57%	54,57%
2	9,70E-01	19,40%	73,97%
3	6,59E-01	13,19%	87,16%
4	3,37E-01	6,74%	93,90%
5	3,05E-01	6,10%	100,00%

b) % variância e variância acumulada capturada por cada CP

Figura 3: Modelo ACP para Q41 em 2006,
cenário i) “Todos os udómetros com dados”



PC	Eigenvalue da Cov(x)	% Variância desta PC	% Variância acumulada
1	2,64E+00	66,05%	66,05%
2	7,10E-01	17,76%	83,81%
3	3,42E-01	8,56%	92,37%
4	3,05E-01	7,63%	100,00%

a) % variância capturada por cada CP, para cada variável

b) % variância e variância acumulada capturada por cada CP

Figura 4: Modelo ACP para Q41, em 2006.

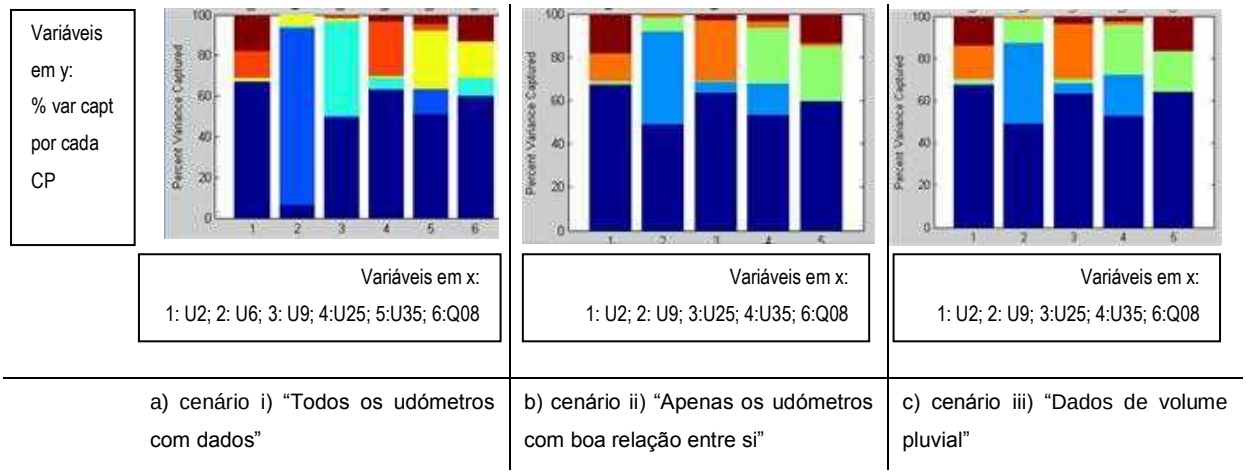
cenário ii) “Apenas os udómetros com boa relação entre si”

Na Figura 3a, apresenta-se o gráfico de variâncias capturadas para o caso do cenário i), sendo que cada cor corresponde a uma CP. Na Figura 3b, são também apresentadas as percentagens de variância capturadas por cada CP e de variância acumulada. Salienta-se que neste modelo não foi incluído o U9, por se dispor de dados apenas a partir de Julho.

Na Figura 4 apresenta-se a mesma informação, mas para o cenário ii), ou seja, retirando do modelo o udómetro U6, que claramente contribui para a distorção dos resultados. É possível verificar, com o cenário ii), que as percentagens de variância capturadas são superiores, atingindo-se uma percentagem de 92,37%, enquanto com o modelo do cenário i) apenas se consegue capturar 87,16%. Pode também verificar-se que o udómetro que apresentou dados com uma melhor relação com os dados do medidor Q41, em 2006, foi o U25 -o padrão de dados do U25 é muito semelhante ao padrão de dados do Q41). No caso presente, é tão clara a relação entre os dados de caudal registados no medidor Q41 e os dados de precipitação registados no udómetro U25, que se recomenda relacionar estas medições. Sublinhe-se que, em termos de localização na bacia hidrográfica, o udómetro U35 é o único que pertence à mesma bacia que o medidor Q41, pelo que se estaria de antemão à espera que a melhor relação de Q41 fosse com U35.

Noutros casos, a relação entre medidor de caudal e udómetro já não é tão evidente.

Apresenta-se, a título de exemplo, o resultado do estudo desenvolvido para o medidor Q08,para os dados do ano 2007 (Figura 5).



a) cenário i) "Todos os udómetros com dados"

b) cenário ii) "Apenas os udómetros com boa relação entre si"

c) cenário iii) "Dados de volume pluvial"

Figura 5: Modelo ACP para Q08, em 2007

Numa primeira análise, incluíram-se no modelo todos os udómetros (Figura 5a – cenário i)).

Tendo-se constado a discrepância já anteriormente verificada para o medidor U6, retirou-se este medidor do modelo (Figura 5b – cenário ii)). Face aos resultados, não se torna possível relacionar claramente o padrão do medidor de caudal com o padrão de qualquer um dos udómetros, desenvolvendo-se então o modelo apenas com base em volumes pluviais (Figura 5c – cenário iii)).

Quando se analisam comparativamente os resultados dos cenários i) e ii), verifica-se que a inclusão de U6 piora os resultados do modelo, pelo que é recomendável a sua não consideração. Quando se comparam os resultados dos cenários ii) e iii), constata-se que, em ambos os casos, o udómetro mais representativo parece ser o U35. No entanto, tal conclusão não é tão evidente como a que, por exemplo, os expostos na Figura 4. Por outro lado, também se verifica que não se beneficiaria muito em aumentar a complexidade do modelo, adoptando o cenário iii), porque a diferença entre os resultados obtidos não é clara. Acrescente-se, ainda assim, que entre os cenários ii) e iii) se verifica um ligeiro aumento na percentagem de variância capturada no modelo de 3CP, de 82,8% para 83,5%.Ou seja, neste último caso, não se recomenda que se relacione apenas um udómetro com o medidor de caudal, dado que os resultados beneficiariam da informação registada em mais de um udómetro, designadamente o U9 e o U35.

Relativamente aos resultados obtidos com os cenários iv) e v), que consideram a contribuição de precipitação de dias precedentes, o que se verificou foi que não alteram a tendência de identificação do udómetro principal, já verificada em cenários anteriores, embora contribuam para melhorar as percentagens de variância capturada. No caso do medidor Q41, foi necessário recorrer aos cenários iv) e v), para análise dos dados dos anos

2007 e 2008, o que pode indicar um aumento da contribuição de afluências desfasadas, devidas nomeadamente a infiltração, e não tanto a escoamento directo.

Em termos globais, deve salientar-se que se tornou evidente a existência de um padrão diferenciado no U6 em 2006 e 2007, que obrigou à sua remoção dos modelos. Dada a centralidade deste udómetro na área servida, a sua inclusão poderia alterar as conclusões relativas aos modelos ACP para estes anos. Esta questão também se aplica ao U9, que dispõe de poucos dados em 2006.

Para cada medidor e por ano resumem-se, no Quadro 3, as principais conclusões do estudo efectuado.

Quadro 3: Identificação de udómetros principais por medidor de caudal

Medidor de caudal	Udómetro principal
Q3	Em 2006: U9 Em 2007: U9, U35 Em 2008: U2
Q6	U9 e U35
Q8	Em 2006: U25 Em 2007: U35 Em 2008: U25
Q11	U25
Q32	Não explicito; baixas % de variância capturadas (< que 80% com 3 CP)
Q33	U35
Q41	Em 2006: U25 Em 2007: U9, U35 Em 2008: U25

5 - CONCLUSÕES

No presente artigo apresentam-se critérios e orientações para o estabelecimento de densidade de udómetros em sistemas de monitorização, e propõe-se uma metodologia simples, baseada na avaliação de séries históricas, que permite identificar qual o udómetro cujos dados melhor se associam com os dados registados em medidor de caudal. A metodologia proposta permite também, noutra perspectiva, avaliar se o estudo integrado dos dados de vários udómetros disponíveis permite definir um padrão de comportamento que também se verifique no medidor de caudal associado.

No que respeita a densidade de udómetros, existe uma discrepância significativa entre as recomendações dos diversos especialistas e, também, entre essas recomendações teóricas e a respectiva aplicação no terreno, devido, nomeadamente, a restrições financeiras e de ordem prática. Os valores referidos na bibliografia variam entre 1 udómetro por 0,3 km^2 e 1 udómetro por 40 km^2. Em Portugal, em bacias urbanas, a instalação de udómetros é ainda muito incipiente. No caso do sistema da SANEST, Saneamento da Costa do Estoril S.A., a

densidade média é da ordem de 1 udómetro por 20 km^2. Noutros locais de Portugal a densidade de udómetros é seguramente muito inferior.

No que concerne à aplicação da metodologia ACP ao caso de estudo foram definidos diversos cenários e avaliaram-se os resultados obtidos, para cada medidor, numa sucessão crescente de complexidade dos cenários, de forma a aferir se seria possível identificar o udómetro principal a associar e se seria ajustada a aplicação de um modelo de 3 CP aos dados dos vários udómetros disponíveis.

Relativamente ao caso de estudo do Sistema de Saneamento da Costa do Estoril, pode referir-se o seguinte, também extrapolável para sistemas análogos:

- Devem retirar-se dos estudos os udómetros cujos dados resultem em desvios na determinação das Componentes Principais;
- Mesmo que apenas se disponha de um reduzido período de informação, deve procurar analisar-se os dados da totalidade dos udómetros; poderá concluir-se, em certas circunstancias, que o udómetro com menos dados é, ainda assim, representativo, e que deve ser incluído em modelos de aplicação futura;
- No caso de estudo, não se justificou, em regra, efectuar análises exclusivamente com base na componente de afluências pluviais (cenários iii, iv e v), uma vez que as conclusões foram muito idênticas às obtidas com os dados originais, referentes à totalidade dos volume drenados (componentes doméstica, industrial e pluvial);
- Não foi possível identificar um udómetro principal representativo para cada um dos medidores de caudal;
- No âmbito do estudo, verificou-se que todos os medidores de caudal necessitaram de modelos que incluíssem pelo menos 3 componentes principais (CP) para que fosse capturada uma variância superior a 80%; no entanto, para a maioria dos medidores, obtiveram-se, com 3 CP, modelos que capturam mais de 90% da variância dos dados.

Considera-se que os objectivos proposto no inicio do estudo foram alcançados, e que a metodologia ACP proposta poderá ser seguida noutros casos análogos, em que se disponha de séries de escoamento e de séries de precipitação com alguma dimensão.

Em termos de utilização potencial dos modelos desenvolvidos, perspectiva-se a respectiva aplicação, por exemplo para a estimativa de dados em falta de medidores de caudal, com base em dados de precipitação. Esta utilização ainda não foi, que se saiba, testada, mas julga-se que poderá vir a ser explorada, face aos resultados no caso de estudo, em que foram capturadas, para modelos com 3 CP, percentagens de variância em muitos casos superior a 90%.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Berne, A., Delrieu, G., Creutin, J.-D., & Obled, C. (2004). Temporal and spacial resolution of rainfall measurements required for urban hidrology (Vols. 299 (166-179)). The Netherlands: Journal of Hydrology.

Bertrand-Krajewsky, J.-L., Laplace, D., Joannis, C., & Chebbo, G. (2000a). Mesures en hydrologie urbaine et assainissement. Editions Technique & Documentation.

Brito, R., Matos, J., Monteiro, A., Ferreira, F., & Machado, B. (2009). A simplified methodology to estimate rainwater contribution to domestic sewers. Water Asset Management International , 5, pp. 12-15.

Einfalt, T., Krejci, V., & Schilling, W. (1998). Rainfall data in urban hydrology. Hydroinformatics Tools , pp. 129-168.

Morin, E., Enzel, Y., Shamir, U., & Garti, R. (2001). The characteristic time scale for basin hydrological response using radar data . Journal of Hydrology , 252 (1–4), pp. 85–99.

Niemczynowicz, J. (1990). Necessary levels of accuracy in rainfall input for runoff modeling . Proceedings of the 5th International Conference on Urban Storm Drainage , pp. 593-602.

Niemczynowicz, J. (1991). On storm movement and its application. Atmospheric Research , 27, pp. 109-127.

Paturel, E., Desbordes, M., & Masson, J.-M. (1986). Evaluation de l'influence de la densité des résaux pluviométriques sur la determination des lames précipitées. Plan Urbain, rapport LHM , pp. 14-86.

Schilling, W. (1991). Rainfall data for urban hydrology: what do we need? Atmospheric Research , 27, pp. 5-21.

WaPug. (2002). Code of practice for the hydraulic modelling of sewer systems. version 3.001. United Kingdom: Wastewater Planning Users Group.

MODELAÇÃO E PREVISÃO DE SUCESSÕES CRONOLÓGICAS DE MICRORGANISMOS PRESENTES NA ÁGUA EM FUNÇÃO DE PARÂMETROS FÍSICO-QUÍMICOS

Júlio F. Ferreira da Silva [(1)]; José C. Tentúgal Valente [(2)]; Raquel Menezes [(3)]; Liliana Afonso [(4)]

PALAVRAS-CHAVE: Previsão de microrganismos, Qualidade da Água.

RESUMO

O presente trabalho tem por objectivo investigar a relação existente entre as sucessões cronológicas de parâmetros físico-químicos como as do oxigénio dissolvido e as de microrganismos presentes na água. A gestão providente de sistemas de abastecimento e de distribuição de água para consumo humano exige a presença de sistemas de vigilância e de controlo da qualidade da água em tempo real. Hoje em dia, não é difícil implementar sistemas de monitorização. No entanto, a detecção e contagem de microrganismo em tempo real envolve procedimentos que, em geral, são mais demorados que a medição de parâmetros físico-químicos. Assim, é nosso objectivo encontrar modelos de previsão da quantidade de microrganismos presentes na água em função dos resultados das análises laboratoriais a parâmetros físico-químicos e dos valores registados por sondas multiparamétricas pertencentes à rede de monitorização de qualidade de água. São estudados os resultados de análises laboratoriais a amostras de água bruta disponibilizados pelo Serviço Nacional de Informação de recursos Hídricos - SNIRH e pela empresa Águas do Minho e Lima – AdML, bem como os registos da estação de monitorização de Qualidade Automática VALADA (03D/02) do SNIRH.

Na figura seguinte contam as sucessões cronológicas analisadas e o melhor modelo ARIMA para a previsão da quantidade de Coliformes totais versus valores de Oxigénio dissolvido. O

[1] *Doutor em Engenharia Civil – Hidráulica Professor Auxiliar do Departamento de Engª Civil da Universidade do Minho, Azurém 4800-058 Guimarães, Portugal 253510200, juliofs@civil.uminho.pt;*

[2] *Administrador-Delegado da Águas do Minho e Lima, S. A.,e Prof. Associado da FEUP 4900-432 Viana do Castelo; Portugal, tentugal.valente@adml.pt;*

[3] *Doutora em Matemática, Departamento de Matemática para a Ciência e Tecnologia da Universidade do Minho, Azurém 4800-058 Guimarães, Portugal, rmenezes@mct.uminho.pt;*

[4] *Eng.ª Biológica, Área Funcional de Captação e Tratamento; Águas do Minho e Lima, S. A., 4900-432 Viana do Castelo; Portugal, liliana.afonso@adml.pt*

coeficiente de correlação entre os dados históricos de coliformes totais e o modelo ARIMA é de 93,5%.

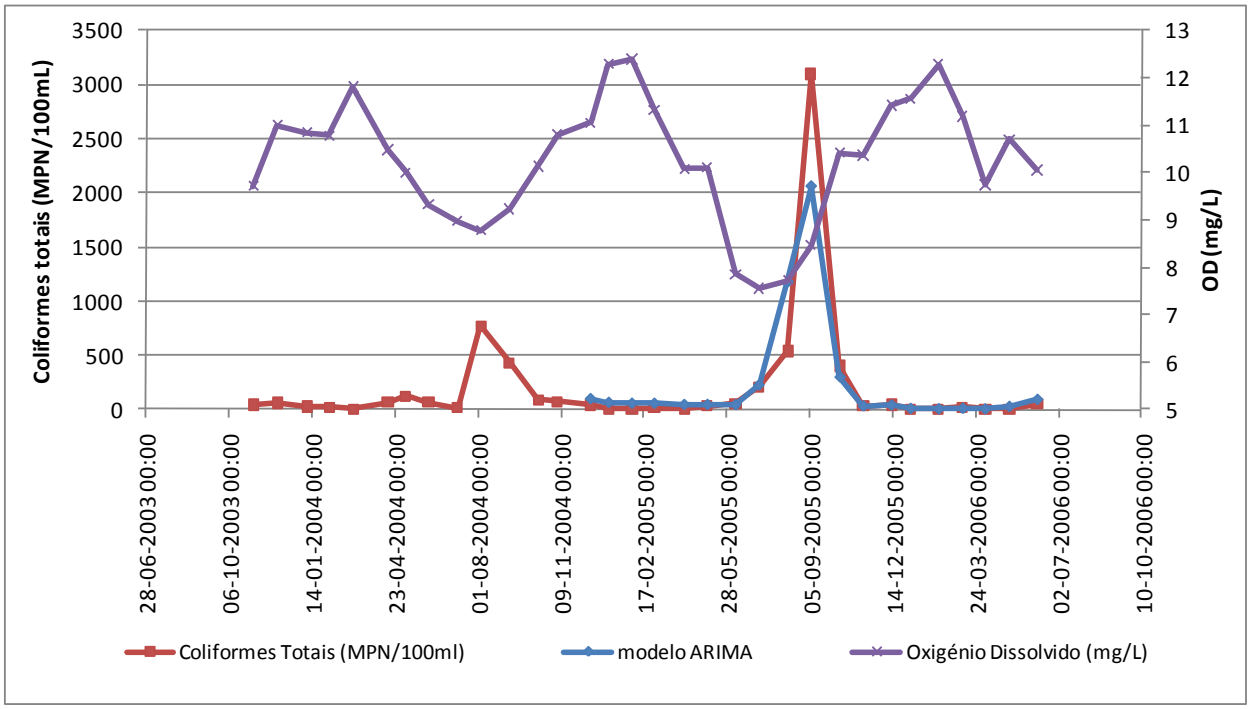


Figura 1 – Sucessões cronológicas de dados históricos de Coliformes Totais e Oxigénio Dissolvido na estação VALADA (03D/02) do SNIRH e modelo ARIMA

A construção de modelos de sucessões cronológicas que façam a previsão rápida da quantidade de microrganismos em função de variáveis físico-químicas não é fácil. Estas dificuldades não devidas, por exemplo, à aleatoriedade de diversos factores que condicionam a presença e o crescimento dos microrganismos na água. No entanto, os modelos de sucessões cronológicas poderão ser melhorados se existirem medições com intervalos de tempo mais pequenos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao INAG – SNIRH e à Águas do Noroeste, SA a disponibilização dos dados usados neste estudo.

MODELOS NÃO-LINEARES PARA PREVISÃO EM TEMPO REAL DE UTILIZAÇÕES DE ÁGUA COM VALORES DOS PARÂMETROS DETERMINADOS POR UMA FERRAMENTA DE OPTIMIZAÇÃO

Júlio F. FERREIRA DA SILVA [1]; Tiago Alves FERNANDES [2]

Palavras-chave: Modelação e previsão das utilizações de água, Gestão em tempo real.

RESUMO

As ferramentas que permitem a caracterização, modelação e previsão das utilizações de água constituem uma componente indispensável para a adequada concepção e gestão dos sistemas de utilização da água. A caracterização quantitativa das utilizações de água possibilita um melhor conhecimento dos elementos base de concepção e dimensionamento, bem como de informação necessária à definição de programas operacionais de gestão de curto prazo dos sistemas de abastecimento de água e de drenagem de águas residuais. Estes programas de controlo dos sistemas de condução da água necessitam de uma adequada gestão da informação, nomeadamente das utilizações. Neste âmbito, é fundamental o conhecimento dos dados históricos, devidamente tratados, e de modelos que sejam capazes de se ajustar às séries cronológicas e de antecipar as necessidades futuras. As ferramentas matemáticas necessárias à modelação e previsão devem apresentar como uma das suas características principais a sua fácil implementação e utilização. Neste trabalho é apresentada e aplicada uma ferramenta de optimização que é usada para encontrar os valores dos parâmetros do modelo que minimizam a soma do quadrado dos erros. Os dados históricos são agrupados em quatro tipos característicos: os dias úteis, os sábados, os domingos e os feriados. Faz-se a comparação dos resultados destes modelos com os dos modelos estocásticos ARIMA. Este tipo de ferramenta apresenta grande facilidade na sua actualização com a incorporação dos registos entretanto ocorridos e, portanto, adaptam-se às eventuais variações. Recorrendo aos resultados destes modelos é possível enviar mensagens de alerta quando as previsões se afastam dos valores expectáveis para o momento em análise, e assim, contribuir para a redução das perdas de água nos sistemas de abastecimento e de distribuição.

[1] *Doutor em Engenharia Civil – Hidráulica Professor Auxiliar do Departamento de Engª Civil da Universidade do Minho, Azurém 4800-058 Guimarães, Portugal 253510200, juliofs@civil.uminho.pt;*

[2] *Mestrando do perfil Hidráulica e Ambiente do MIEC da UMinho*

MONITORAMENTO DA CINÉTICA DE BIODEGRADAÇÃO POR MÉTODOS COLORIMÉTRICOS EM EFLUENTE SIMULADO CONTENDO DERIVADOS DE PETRÓLEO

Ederio D. BIDOIA (1); Renato N. MONTAGNOLLI (2); Paulo R. M. LOPES (3)

Resumo

Este trabalho teve como objetivo o estudo da biodegradação em efluente simulado de diferentes tipos de óleos lubrificantes automotivos e óleos vegetais de soja pela análise da coloração com o indicador redox 2,6-diclorofenol-indofenol (DCPIP). Esse estudo foi proposto para determinar de que maneira os diferentes tipos de óleos são capazes de alterar a cinética da mineralização desses compostos. O DCPIP é um composto químico que se descolore quando reduzido. Os inóculos preparados com *Bacillus subtilis* foram adicionados a tubos de ensaio contendo caldo BH (Bushnell Haas) estéril, 1% de óleo lubrificante automotivo de diversos tipos, e as amostras foram submetidas periodicamente a uma análise quantitativa com o uso de espectrofotometria. Uma diferença significativa entre velocidade de biodegradação dos diferentes tipos de óleos foi observada. Os óleos vegetais foram mais rapidamente biodegradados que os óleos lubrificantes. Assim como os óleos usados foram mais degradados. A deterioração sofrida pelo óleo lubrificante usado durante o processamento no motor de automóveis e a deterioração sofrida pelo óleo vegetal no preparo de alimentos causou a quebra de algumas das ligações químicas originais, causando a diminuição de suas estruturas moleculares e permitindo a ação dos microrganismos no processo de decomposição do óleo com maior eficiência.

Palavras-chave: biorremediação, biodegradação, colorimetria, cinética, petróleo.

(1) Professor Titular do Departamento de Bioquímica e Microbiologia, Instituto de Biociências, Universidade Estadual Paulista “Julio de Mesquita Filho” – Campus de Rio Claro/SP

Av. 24-A, 1515 - Bela Vista; CEP: 13506-900; Rio Claro – SP

Telefone: (55) 19-35264191 – e-mail: ederio@rc.unesp.br

(2) Aluno do Programa de Pós-Graduação em Ciências Biológicas (Microbiologia Aplicada) do Departamento de Bioquímica e Microbiologia, Instituto de Biociências, Universidade Estadual Paulista “Julio de Mesquita Filho” – Campus de Rio Claro/SP

Av. 24-A, 1515 - Bela Vista; CEP: 13506-900; Rio Claro – SP

Telefone: (55) 19-35264191 – e-mail: renatonm@rc.unesp.br

(3) Aluno do Programa de Pós-Graduação em Ciências Biológicas (Microbiologia Aplicada) do Departamento de Bioquímica e Microbiologia, Instituto de Biociências, Universidade Estadual Paulista “Julio de Mesquita Filho” – Campus de Rio Claro/SP

1. INTRODUÇÃO

A poluição da água por efluentes químicos industriais e domésticos representa uma questão cuja relevância tem sido crescente na atualidade, dada a liberação continua de resíduos com o potencial de causar sérios problemas para humanos e ao ambiente (Beek *et al*., 2001). Hidrocarbonetos derivados do petróleo, incluindo óleos lubrificantes, são os mais freqüentes contaminantes ambientais, devido ao seu uso em maior escala, dado o fato de que o mundo moderno os tem como uma importante fonte energética. Não deve ser desprezada a importância de outro tipo de óleo, os óleos vegetais, que são comercializados e utilizados em abundância por todo o mundo. Logo, sobre o destino e impacto ambiental tanto dos óleos lubrificantes quanto dos óleos vegetais, e o conhecimento da persistência dessas substâncias representam dados importantes sobre a segurança quanto à liberação dos mesmos no ambiente (Shogren *et al*., 2004).

O transporte, a produção, a distribuição e o uso dos óleos certamente envolvem riscos de poluição que podem ser minimizados, mas não totalmente eliminados, causando assim severos danos ao ambiente (Pala *et al*., 2006). Embora nem toda essa quantidade seja liberada ao ambiente, sabe-se que volume é perdido para o ambiente pelo uso normal (Stempfel *et al*., 1993). Os óleos vegetais, por sua vez, são utilizados em todo o mundo no preparo de alimentos, tendo seu uso não restrito e feito por grande parte da população. É devido a esse cenário que estudos buscando uma melhor compreensão do impacto ambiental por esses produtos ocorrem. Métodos viáveis para a geração de dados pela aplicação de procedimentos biotecnológicos são fundamentais na elaboração de referencias originais sobre as substâncias citadas (Battersby, 2005).

1.1. Biodegradação e Microrganismos

A biodegradação é uma maneira eficiente na remoção de substâncias químicas orgânicas e inorgânicas nos ambientes naturais contaminados (Garnham *et al*., 1992, Gupta *et al*., 2001, Bundy *et al*., 2002). Este processo consiste basicamente na mineralização de compostos em substâncias mais simples, como CO_2 e H_2O, através do metabolismo catabólico de comunidades microbianas (Cunha e Leite, 2000).

Quase todos os compostos orgânicos, dentre os quais se incluem os óleos abordados no presente estudo, podem ser degradados biologicamente se houver condições físicas e químicas adequadas aos microrganismos (Van Deuren *et al*., 1997). O objetivo final da biodegradação é, portanto, a descontaminação promovida pela mineralização das substâncias em compostos inorgânicos menores, tais como CO_2, água, formas inorgânicas de N, P e S; e componentes celulares (Alexander, 1994, Eweis *et al*., 1998). Vale citar que a estratégia de biorremediação por biodegradação representa uma maneira de alto impacto e ao mesmo tempo de baixo custo (Semple *et al*., 2001), sendo assim um processo viável a ser aplicado.

1.2. Biorremediação

A aplicação de processos biotecnológicos de biorremediação envolvendo microrganismos é um campo de estudos crescente, dado o potencial de solução dos problemas ambientais causados por tais contaminantes. A biodegradação tem sido há muito tempo um dos principais campos de pesquisa em microbiologia, cuja utilidade inclui a biodegradação de substâncias orgânicas e inorgânicas. Microrganismos podem ser ótimas ferramentas de remoção de poluentes em solo, água e sedimentos pelas suas inúmeras vantagens sobre outros processos de remoção de poluentes (Nano *et al*., 2003; Morelli *et al*., 2005; Demnerova *et al*., 2005). Em geral, a demanda dos produtos contendo óleos lubrificantes ou vegetais de alta persistência é oposta a sua demanda, e sua completa degradação após o uso de fato não ocorre rapidamente. Além disso, esses óleos têm um limite para a sua reciclagem, devendo ser descartado após o uso contínuo e prolongado. Quase toda substância é passível de ser transformada e degradada. Os óleos em questão não são uma exceção a isso, contudo, o processo é considerado lento, e por isso, causa de preocupação ambiental, podendo ser causador de fenômenos de geoacumulação e bioacumulação (Beek *et al*., 2001). Sendo assim, a restauração da água contaminada com o uso de microrganismos deve ser utilizada e caracteriza-se como uma maneira significativa de degradação de componentes tóxicos dos hidrocarbonetos contidos tanto em derivados de petróleo quanto em óleos vegetais.

A biorremediação, uma importante reação dos microrganismos, que ocorre em todas as situações na busca da autopreservação, acaba por enfrentar os agentes agressores em maior ou menor grau, degradando tais agentes, geralmente contaminantes, não raro se constituindo numa poderosa arma de defesa ambiental, passível de ser potencializada. A biorremediação surgiu como uma tecnologia alternativa de remediação de locais impactados com poluentes orgânicos e se baseia na utilização de populações microbianas que possuem a habilidade de modificar ou decompor determinados poluentes (Cunha, 1996).

1.3. Biorremediação de Hidrocarbonetos

Atualmente, o destino de óleo cru, combustíveis e outros óleos representam uma séria questão econômica e ambiental em todo o mundo. É a partir dos microrganismos que as propriedades físico-químicas dos óleos se alteram, sendo os metabólitos resultantes de processos anaeróbicos e aeróbicos os principais responsáveis pela mudança de óleos e a melhor assimilação dos mesmos pelos microrganismos (Yemashova *et al*., 2007).

A biorremediação de compostos orgânicos insolúveis em água, como hidrocarbonetos do petróleo e seus respectivos derivados é um assunto de estudo de grande interesse estudado há muitos anos. Tais substâncias, quando não mais necessárias, costumam ser queimadas ou armazenadas em reservatórios, sendo ambas as alternativas muito danosas ao ambiente. O estudo da biorremediação utilizando-se de bactérias é o ponto de partida para compreender as estratégias de microrganismos na metabolização de compostos orgânicos complexos, e as aplicações resultantes de tais metabólitos (Anton *et al*., 1999).

Sabe-se que gorduras e óleo de origem vegetal, animal e mineral são degradáveis por uma grande variedade de microrganismos naturalmente presentes na natureza (Tano-Debrah *et al*., 1999). Todavia, tecnologias de biodegradar destes óleos ainda não têm sido muito exploradas e, indiferentemente, toneladas destes componentes orgânicos são despejados sem controle algum em corpos d'água (McDermott *et al*., 1978).

Efluentes contendo óleos e gorduras costumavam ser tratados com processos físicos de remoção, o que é considerado atualmente pouco eficaz, dadas as proporções que a liberação dos óleos no ambiente pode tomar, principalmente devido a dispersão (Mendiola *et al*., 1998).

Entretanto, a manipulação de microrganismos para tratamento e biorremediação é uma ferramenta de grande eficiência na purificação de efluentes contaminados e ambientes aquáticos, em geral por microrganismos com potencial de metabolizar os poluentes por meio da síntese de enzimas catalizadoras de óleos e gorduras (Shabtai, 1990). Existem atualmente trabalhos que fornecem resultados e confirmam a atuação dos microrganismos sobre óleos e especialmente hidrocarbonetos.

Este trabalho teve como objetivo o estudo da biodegradação em meio aquoso de diferentes tipos de óleos lubrificantes automotivos, sendo eles: mineral, semi-sintético, sintético e usado, pela análise da coloração com o indicador redox DCPIP. Também teve como objetivo comparar a biodegradação dos óleos automotivos com os óleos vegetais (natural e usado). Os dados obtidos foram então linearizados, a fim de comparar as velocidades de biodegradação durante a mineralização dos óleos estudados.

2. METODOLOGIA

Colorimetria é o processo usado para medir e analisar a composição de uma cor. Em físico-química, a análise colorimétrica é feita por colorímetros ou espectrofotômetros, muito úteis para testar a concentração de determinadas soluções a partir de sua absorbância em determinado comprimento de onda no espectro de luz. Para utilizar esse mecanismo, diferentes soluções devem ser feitas, além de um controle para calibração do equipamento. Ocorre então a determinação indireta das concentrações em comparação com concentrações previamente conhecidas e de absorbância determinadas (Lee, 2005).

O indicador 2,6-diclorofenol-indofenol (DCPIP) é uma molécula cuja cor se altera por reação de oxidação-redução. Quando o indicador está oxidado sua coloração é azul, e reduzido é incolor (Figura 1). Tal molécula faz parte de um grupo de reagentes inicialmente utilizados no monitoramento das cadeias de transporte de elétrons durante a fotossíntese e reações envolvendo luz, agindo como aceptores artificiais de elétrons.

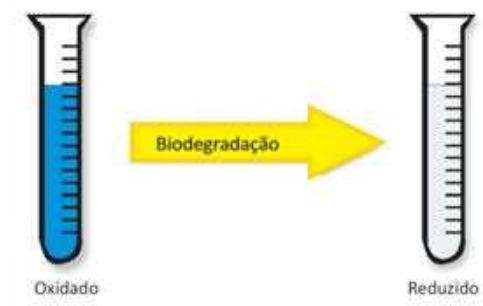


Figura 1. Esquema da mudança de coloração pela reação de oxidação-redução do indicador 2,6-dicloro-indofenol nos ensaios de biodegradação.

A biodegradação dos óleos lubrificantes automotivos (sintético, semi-sintético, mineral e usado) e dos óleos vegetais foi avaliada por colorimetria utilizando o indicador DCPIP. Embora já empregada no estudo de biodegradação de outras substâncias (Roy *et al*., 2002, Hanson *et al*., 2003), este é um estudo que propõe comparação entre a biodegradação de óleos lubrificantes e vegetais por essa metodologia.

A mudança de cor é devida à mudança na estrutura química da molécula de DCPIP. O átomo de nitrogênio no centro da molécula é o aceptor de elétrons onde ocorre a mudança da ligação dupla entre nitrogênio e carbono para um ligação simples (Figura 2). A mudança na ligação força uma alteração em todo o ciclo esquerdo da molécula. Sendo assim, esta alteração molecular na estrutura do DCPIP causa a mudança da cor azul escuro para incolor (Yoshida *et al*., 2001). Esta mudança de cor pode, no entanto, ser usada em uma série de reações em que ocorram trocas de elétrons, dentre elas, por exemplo, o processo de mineralização ocorrido durante a biodegradação de compostos.

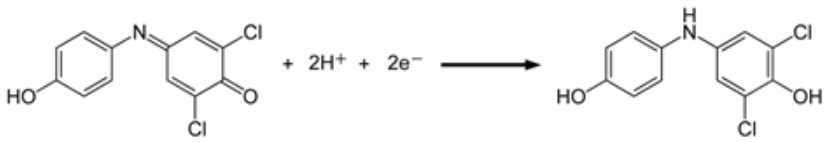


Figura 2. Reação do 2,6-diclorofenol-indofenol como aceptor de elétrons. A mudança na ligação dupla entre o nitrogênio e carbono altera a estrutura da molécula.

Hanson et al. (1993) aplicaram o indicador DCPIP em caldo de Bushnel Haas (BH) (Difco, 1984) no monitoramento de degradação de óleo cru por bactérias. Nesse experimento, bactérias com alto potencial biodegradante de óleo cru foram capazes de tornar o caldo incolor apenas após 24 horas de incubação em uma placa microtitre. Entretanto, o tempo necessário para cada uma das culturas para a total descoloração foi considerado um indicador de suas respectivas habilidades biodegradantes do óleo. A mesma técnica foi aplicada ao estudo da biodegradação de óleos vegetais e lubrificantes no presente estudo.

Os ensaios colorimétricos foram realizados com *Bacillus subtilis* CCT 2576 originalmente conservados a 10ºC em meio ágar nutriente (NA) contendo 3,0 $g.L^{-1}$ de extrato

de carne, 5,0 $g.L^{-1}$ de peptona, 8,0 $g.L^{-1}$ de NaCl e 15 $g.L^{-1}$ de ágar (Difco, 1984). As células foram transferidas dos tubos de estocagem para placas de Petri contendo meio PCA, contendo 5,0 $g.L^{-1}$ de caseína, 2,5 $g.L^{-1}$ de extrato de levedura, 1,0 $g.L^{-1}$ de dextrose e 15,0 $g.L^{-1}$ de ágar (Difco, 1984), onde cresceram por 48 horas. Duas alçadas da cultura foi inoculada em 50 mL de caldo BH a 35°C, contendo 0,2 $g.L^{-1}$ de $MgSO_4$, 0,02 $g.L^{-1}$ de $CaCl_2$, 1,0 $g.L^{-1}$ de KH_2PO_4, 1,0 $g.L^{-1}$ de K_2HPO_4, 1,0 $g.L^{-1}$ de NH_4NO_3 e 0,05 $g.L^{-1}$ de $FeCl_3$, de acordo com Difco (1984). Não foram aplicadas condições de controle de agitação ou de iluminação.

Após 48h em caldo BH, as culturas de *B. subtilis* foram então transferidas para tubos contendo DCPIP e óleo para que ocorresse o processo de biodegradação a ser monitorado pela descoloração do indicador. O conteúdo dos tubos as quantidades especificadas na Tabela 1.

Uma série de tubos controle foi feita, além do ensaios contendo DCPIP e óleos, para avaliar a biodegradabilidade do corante isoladamente, assim como nos tubos sem inóculo.

Ensaios controle (C0 e C1) permitiram avaliar as interações entre o DCPIP e componentes dos ensaios. Em C0, cujo conteúdo foi apenas o indicador DCPIP e caldo BH, verificou-se a descoloração que ocorreria normalmente ao longo do tempo do indicador. Em C1, cujo conteúdo foi o indicador DCPIP, caldo BH e inoculo de *B. subtilis*, foi determinada se ocorreria alguma degradação natural do corante por *B. subtilis*. Uma série de ensaios contendo DCPIP, caldo BH e diferentes tipos de óleo (A1 a A6) foi estabelecida como branco. Por fim, os ensaios completos contendo DCPIP, caldo BH, inoculo de *B. subtilis* e o óleo a ser biodegradado seguiram a numeração de 1 a 6.

Ao longo dos ensaios com DCPIP foram realizados acompanhamentos fotográficos periódicos sob mesma iluminação, em ambiente padronizado com fundo branco. As fotografias foram tiradas a aproximadamente 30 cm de distância de um estande de tubos de ensaio. Os resultados foram então colocados em um banco de imagens e ordenados cronologicamente e categorizados por tipo de óleo biodegradado. Na fotografia do experimento foi colocado um quinto tubo de ensaio à esquerda contendo apenas água.

Tabela 1 - Conteúdo dos ensaios estudados e terminologia adotada

	DCPIP	Caldo BH	Inóculo	Óleo
C0	400 µL	7,5 mL	--	--
C1	400 µL	7,5 mL	100 µL	--
A1	400 µL	7,5 mL	--	50 µL de Óleo Sintético
A2	400 µL	7,5 mL	--	50 µL de Óleo Semi-Sintético
A3	400 µL	7,5 mL	--	50 µL de Óleo Mineral
A4	400 µL	7,5 mL	--	50 µL de Óleo Usado
A5	400 µL	7,5 mL	--	50 µL de Óleo Vegetal
A6	400 µL	7,5 mL	--	50 µL de Óleo Vegetal Usado

1	400 µL	7,5 mL	100 µL	50 µL de Óleo Sintético
2	400 µL	7,5 mL	100 µL	50 µL de Óleo Semi-Sintético
3	400 µL	7,5 mL	100 µL	50 µL de Óleo Mineral
4	400 µL	7,5 mL	100 µL	50 µL de Óleo Usado
5	400 µL	7,5 mL	100 µL	50 µL de Óleo Vegetal
6	400 µL	7,5 mL	100 µL	50 µL de Óleo Vegetal Usado

A descoloração do indicador DCPIP ao longo da biodegradação observada nos ensaios foi analisada quantitativamente por espectrofotometria. Para a determinação das concentrações de DCPIP nos ensaios de biodegradação foi feita uma reta padrão a partir de múltiplas diluições conhecidas do corante. A reta padrão da relação entre absorbância e concentração de DCPIP é dada por [DCPIP] = 0,000904 + 0,078460 x absorbância, com R^2=0,999873.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1. Análise qualitativa

A análise qualitativa pelas fotografias correspondeu às mudanças de cor nos tubos de ensaio e o tempo a descoloração do indicador. A biodegradação foi considerada completa quando o conteúdo do tubo tornou-se totalmente incolor.

A Figura 3 mostra fotos dos ensaios colorimétricos durante a biodegradação de óleo lubrificante automotivo sintético e pode-se observar a mudança da coloração do corante DCPIP em função do tempo de (a) a (c).



Figura 3. Mudança na coloração do indicador DCPIP ao longo do tempo para o óleo lubrificante automotivo sintético. Da esquerda para a direita há cinco tubos de ensaios contendo no primeiro com água destilada; no segundo com DCPIP e caldo BH; no terceiro com DCPIP, caldo BH e inóculo de *B. subtilis*; no quarto DCPIP, caldo BH e óleo e no quinto com DCPIP, caldo BH, óleo e inóculo de *B. subtilis*. O tempo dos ensaios é de 3, 137 e 210 h para (a), (b) e (c), respectivamente.

A descoloração do DCPIP indicou que para o segundo e o terceiro tubos de ensaio na Figura 3, os quais não foram adicionados óleos lubrificantes ou vegetais não mostraram

descoloração, ou seja, não houve biodegradação. O primeiro tubo de ensaio continha apenas água e serviu de branco para calibrar o espectrofotômetro.

Pela análise colorimétrica observou-se que o processo de biodegradação ocorreu em todos os tubos contendo óleo, pois houve um padrão de descoloração.

O padrão da descoloração do DCPIP nos tubos contendo óleo (Figura 3) foi semelhante a todos os outros ensaios (Tabela 1) que também continham óleo. Os ensaios contendo o inóculo de *B. subtilis* e óleo foram os mais rapidamente biodegradados quando comparados aos sem o *B. subtilis* e com óleo. O *B. subtilis* metaboliza o óleo e também produz biossurfactantes que auxiliam o próprio bacilo e consórcios de microrganismos na biodegradação de compostos orgânicos de baixa polaridade (Reis *et al*., 2004). Os biosurfactantes têm a capacidade de promover as interações entre o óleo e a fase aquosa onde está inserido. O efeito dos biosurfactantes é o de emulsificar o liquido poluente, solubilizar as micelas e facilitar o transporte (Volkering, 2004). Estes biosurfactantes atuam no aumento da superfície hidrofóbica de substratos insolúveis em água e aumentam a área disponível aos microrganismos. Isso causa um aumento na velocidade do crescimento dos microrganismos por facilitar o fornecimento de substratos, e conseqüentemente aumenta a eficiência da biodegradação (Ron, 2002).

Os tubos de ensaios com óleo, mas sem o inóculo de *B. subtilis*, também foram biodegradados, porém de forma mais lenta, devido a microrganismos preexistentes nos óleos. Para esterilização dos tubos contendo os óleos seria necessário o procedimento da autoclavagem. Entretanto, pressão e temperatura elevadas causariam mudanças nas propriedades físico-químicas dos óleos, logo optou-se em utilizar o óleo sem esse tratamento.

Dos ensaios de colorimetria estudados, o tempo foi o parâmetro de comparação utilizado para se estabelecer qual o tipo de óleo mais facilmente biodegradado. A Figura 4 mostra os resultados de tempo de biodegradação necessários em cada um dos tipos de óleo estudados. Conforme observado nota-se que a biodegradação nos diferentes ensaios segue diferentes tempos totais de descoloração do indicador. Destes, pode-se inferir sobre uma maior ou menor biodegradabilidade dos diferentes tipos de óleo.

Todos os ensaios tiveram uma descoloração total, exceto aqueles que não continham óleo, e, portanto não foram incluídos na Figura 4. Os ensaios onde não ocorreu descoloração, não continham óleo (C0 e C1), e foram feitos apenas para verificar se havia degradação natural do corante ao longo do tempo de experimento. O padrão de descoloração observado na Figura 3 para óleo sintético repetiu-se nos outros ensaios dos outros óleos. Embora, o tempo que tenha levado para a total descoloração e consequente biodegradação não tenha sido o mesmo em todos os óleos.

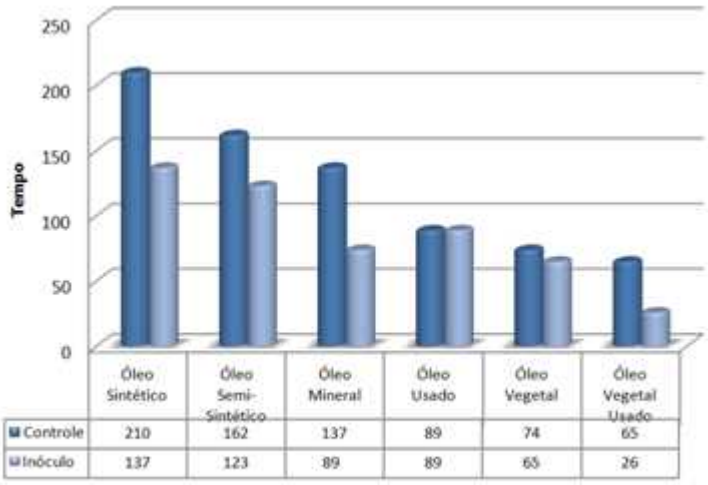


Figura 4. Comparação do tempo total de descoloração entre os ensaios colorimétricos contendo diferentes tipos de óleos. Os ensaios controles são o A1 a A6 (vide Tabela 1). Os valores sob as barras representam o tempo em horas necessário para a ocorrência de descoloração e consequente biodegradação.

Na Figura 4 pode ser observado que todos os ensaios contendo inóculo de *B. subtilis* foram biodegradados mais rapidamente do que os ensaios controle (A1 a A6) contendo apenas óleo, levando em média 85 h. Os ensaios sem inoculo (A1 a A6) e contendo apenas microrganismos preexistentes levaram em média 123 h para biodegradação. Os óleos vegetais nos ensaios de colorimetria resultaram em uma degradação, em geral, mais rápida do que a dos óleos lubrificantes automotivos (Figura 4).

3.2. Análise quantitativa

A análise quantitativa da descoloração foi realizada por espectrofotometria de UV-visível por alterações nos valores de absorbância até a descoloração total. A biodegradação foi considerada completa quando o tubo tornou-se incolor e, assim, as medições foram encerradas.

Em 600 nm foi quantificada a mudança de cor por ser a comprimento de onda o qual ocorre o pico de absorção do corante DCPIP. Quanto menor a absorbância observada neste comprimento de onda, 600 nm, menor a intensidade da cor azul no ensaio medido. Os dados da espectrofotometria permitiu a confecção das curvas das Figuras 5 e 6. A Figura 5(b) mostra a degradação mínima nos ensaios C0 e C1 (Tabela 1). Para observação do efeito do inóculo de *B. subtilis* na biodegradação pode-se observar na Figura 6 as curvas de cada tipo de óleo com inoculo (ensaios de 1 a 6) e sem inoculo (ensaios de A1 a A6).

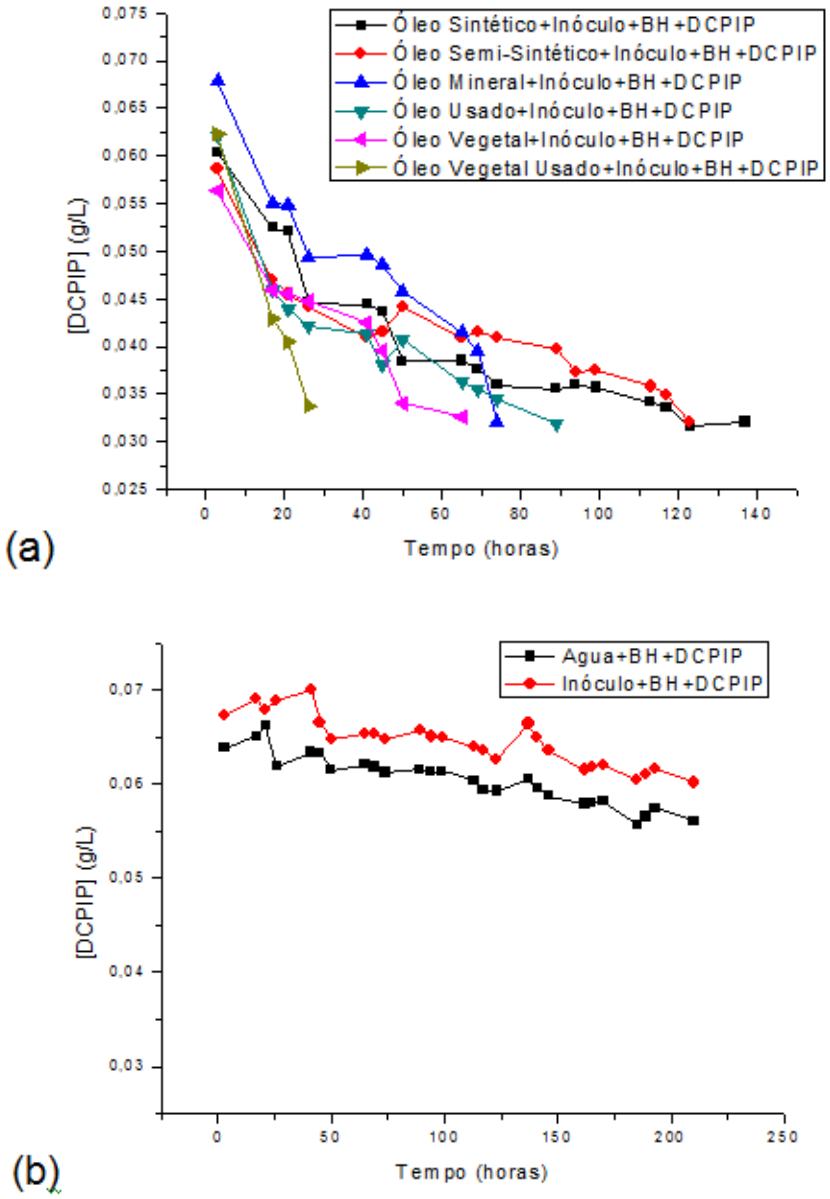


Figura 5. Concentração de DCPIP nos diferentes ensaios contendo óleos (a) e nos ensaios controle sem óleo (b) quantificados pela absorbância a 600 nm (região do azul).

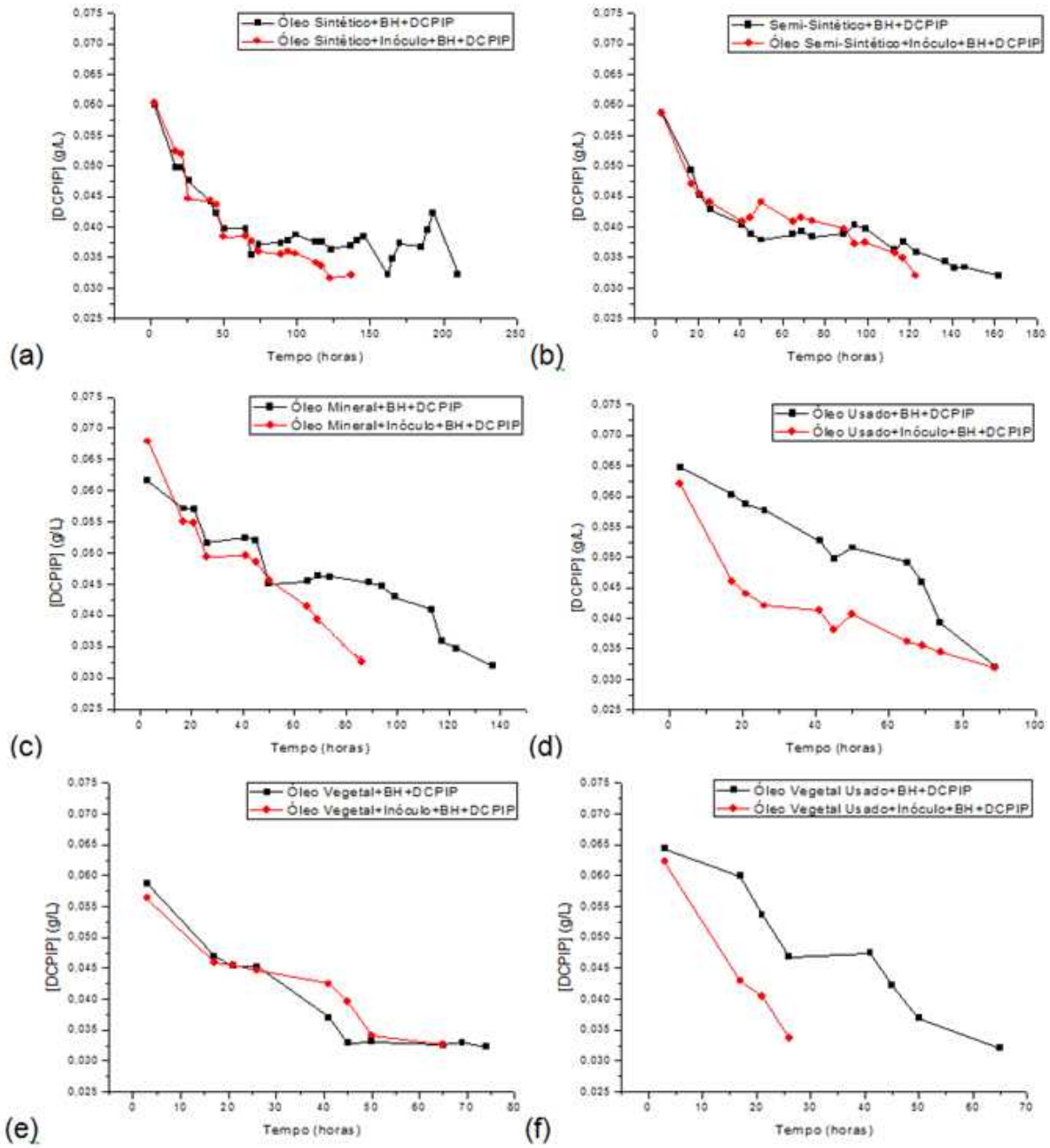


Figura 6. Concentração de DCPIP nos diferentes ensaios contendo óleos com ou sem inóculo de *B. subtilis* quantificados pela absorbância a 600 nm (região do azul).

Assim como observados nos resultados qualitativos apresentados na seção 3.1, os tempos finais nas curvas de biodegradação observadas na Figura 5(a) foram iguais às apresentadas na Figura 4. Novamente, os óleos vegetais foram os mais rapidamente biodegradadados, e dentre os óleos vegetais e lubrificantes automotivos, os óleos usados tiveram um tempo de biodegradação menor do que aqueles que não foram ainda utilizados.

Os ensaios controle (C0 e C1), sem óleo, mantiveram a cor azul ao longo de toda a duração do experimento, apresentando uma degradação mínima e pouco significativa, indicando que não há interação de *B. subtilis* com o corante e nem uma degradação natural muito expressiva do corante para o intervalo de tempo do experimento. Para os ensaios contendo óleos (A1 a A6 e 1 a 6) foi notável a diferença entre os tempos necessários para que houvesse a descoloração completa (incolor). Nos ensaios A1 a A6, que não foram inoculados com *B. subtilis*, o tempo total de biodegradação para óleo sintético (A1), semi-sintético (A2), mineral (A3), usado (A4), vegetal (A5) e vegetal usado (A6) foi de 210 h, 162 h, 138 h, 89 h, 75 h e 65 h, respectivamente. Nos ensaios contendo *B. subtilis* foi observado um tempo menor de biodegradação, sendo eles de 138 h, 125 h, 75 h, 87 h, 65 h e 26 h para óleo sintético (1), semi-sintético (2), mineral (3), usado (4), vegetal (5) e vegetal usado (6), respectivamente.

De acordo com os resultados acima, há uma interação do *B. subtilis* com o óleo, o que permitiu uma biodegradação mais rápida do que os ensaios sem inoculo. Mesmo que nenhuma biomassa tenha sido inserida em A1 a A6, a biodegradação ocorreu devido microrganismos preexistentes nos óleos.

Existe uma diferença significativa entre os tempos de biodegradação dos diferentes tipos de óleos em diferentes condições. Os óleos vegetais foram os mais rapidamente biodegradados, sendo o óleo vegetal usado o mais rápido, biodegradando-se em apenas 26 h. O óleo de mais rápida biodegradação dentre os lubrificantes automotivos foi o óleo lubrificante usado biodegradado em 89 h. Ao contrário dos ensaios contendo óleos lubrificantes automotivos sintético e semi-sintético (que levaram respectivamente 125 e 138 h para ficarem incolores), os ensaios contendo óleo mineral e óleo lubrificante usado apresentaram descoloração ao término de 89 h.

3.3. Comparação da velocidade de biodegradação

Os valores de absorbância linearizados obtidos a partir da biodegradação dos óleos levaram a uma cinética de primeira ordem da velocidade específica de biodegradação média para cada tipo de óleo. A transmitância foi obtida pelos dados de absorbância conforme Equação 1:

$$\text{Transmitância} = -\log_{10} \text{Absorbância} \qquad (1)$$

Na Figura 7 foram representados os valores de transmitância em função do tempo. Essas representações são lineares (transmitância em função do tempo) e para cada reta foi obtido às regressões lineares dos pontos com índice de correlação (R^2) superior a 0,9. A absorbância é diretamente proporcional a concentração do DCPIP e a coloração do DCPIP é proporcional a biodegradação, desta forma a transmitância calculada pela Equação 1 em função de tempo corresponde a uma equação cinética de primeira ordem e o coeficiente angular representa a velocidade média de biodegradação. Na Figura 7, quanto maior o coeficiente angular, maior a velocidade média de biodegradação.

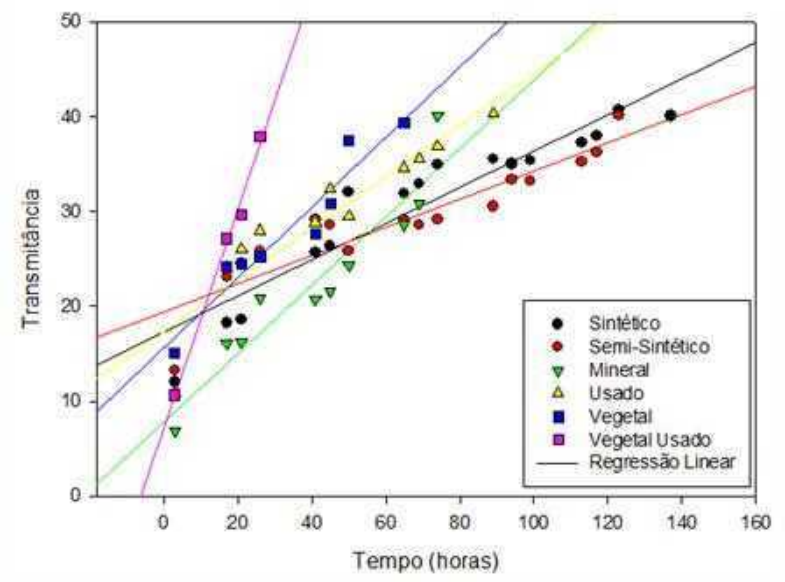


Figura 7. Regressões lineares da transmitância ao longo do tempo nos ensaios com DCPIP. Nota-se que o coeficiente angular permite inferir sobre as velocidades médias do processo de biodegradação.

Sendo assim, na Figura 7 observaram-se a partir do coeficiente angular que os óleos vegetais são os que biodegradam mais rapidamente. O óleo vegetal usado foi o que obteve maior biodegradação, em seguida estão os óleos lubrificantes mineral e usado que tiveram velocidades de biodegradação semelhante. Por fim, estão os óleos sintético e semi-sintético como a biodegradação mais lenta.

Lopes e Bidoia (2009) e Montagnolli *et al*. (2009) obtiveram resultados de comportamento da biodegradação de oleos lubrificantes automotivos e vegetais quando outras metodologias foram utilizadas, como a respirometria de Bartha e Pramer (1965). Nesses estudos foi observada uma melhor biodegradação para os óleos sintéticos, frente aos óleos semi-sintéticos e minerais.

A maior biodegradabilidade de óleos lubrificantes usados, contudo, é encontrada ainda em outros estudos. Eisentraeger *et al*. (2002) justificam a maior biodegradação de óleos lubrificantes usados dentre os outros óleos lubrificantes sintéticos e minerais pelo fato de que no motor ocorrem alterações em sua estrutura e, assim, apresenta diferenças na taxa de biodegradação em comparação aos lubrificantes não-usados. A interação do óleo lubrificante com alta pressão e temperatura interferem na estrutura da molécula, quebrando as longas cadeias carbônicas e facilitando a ação biodegradante dos microrganismos (Leahy e Colwell, 1990).

De forma semelhante aos óleos lubrificantes automotivos usados, a estrutura dos óleos vegetais usados é alterada durante o preparo dos alimentos, afetando assim sua biodegradabilidade (Castro *et al*., 2004). Óleos e gorduras vegetais podem ser sofrer modificação química dos ácidos graxos (hidrogenação), reversão da ligação éster (hidrólise) e reorganização dos ácidos graxos na cadeia principal do triglicerídeo, a interesterificação

(Hammond e Glatz, 1988). De acordo com Grampone (1993), a hidrólise é geralmente conduzida sob pressão da ordem de 4,83 MPa e temperatura ao redor de 250°C, por um período máximo de 2 h, obtendo-se ácidos graxos em uma solução aquosa rica em glicerol. Abouelwafa *et al.* (2008) demonstraram que o aumento da temperatura pode causar a quebra das moléculas dos óleos vegetais, possivelmente tornando-o mais biodegradável que o óleo vegetal antes do uso. Além disso, o aumento da temperatura em frituras causa diminuição da viscosidade e um menor agrupamento de micelas (Igwe, 2003), facilitando a atuação dos microorganismos na metabolização desses óleos.

CONCLUSÃO

Uma técnica rápida e de baixo custo como o uso do indicador redox DCPIP permitiu quantificar pela descolorização em diferentes tempos a biodegradação dos óleos automotivos e vegetais, e assim permitiu obter a cinética de biodegradação dos óleos estudados. Os óleos automotivos e vegetais se degradaram em menos tempo na presença de *B. subtilis* em decorrência da metabolização pelas células do bacilo e também possivelmente pela produção de biossurfactantes que acelerou a biodegradação com auxílio dos microrganismos preexistentes.

A colorimetria por DCPIP possibilitou a construção de um perfil de biodegradação para cada tipo de óleo e, assim, foi possível identificar que óleos usados em geral se biodegradam mais rapidamente. A aplicação da colorimetria no estudo de biodegradação de óleos lubrificantes e vegetais leva ao desenvolvimento e aprimoramento de novas técnicas para o tratamento de águas poluídas e/ou contaminadas com óleos.

Agradecimentos: FUNDUNESP, CNPq, CAPES e PRH-ANP/FINEP/MCT-CTPETRO, PRH-05. UNESP-Rio Claro/SP.

Referências Bibliográficas

Abouelwafaa R., Baddia G.A., Souabib S., Wintertonc P., Cegarrad J., Hafidi, M. (2008) Aerobic biodegradation of sludge from the effluent of a vegetable oil processing plant mixed with household waste: Physical–chemical, microbiological, and spectroscopic analysis. *Biotechnology Resource* 99(18), 8571-8577.

Alexander M. (1994) *Biodegradation and bioremediation*. 1st Ed. Academic Press.

Anton A. J., Mikolajczak A., Rabenstein A., Klindworth J., Fischer U., Michaelis W. (1999) Biodegradation of a high molecular weight aliphatic ether – indications of an unusual biodegradation pathway. *Biodegradation* 10(6), 383-392.

Bartha R., Pramer D. (1965) Features of a flask and method for measuring the persistence and biological effects of pesticides in soil. *Soil Science* 100(1) 68-70.

Battersby N.S. (1997) The ISO Headspace CO_2 biodegradation test. *Chemosphere* 34(8), 1813-1822.

Beek B., Bohling S., Franke C., Johnke U., Studinger G., Thumm E. (2001) The Assessment of Biodegradation and Persistence. *The Handbook of Environmental Chemistry* 2, 291-320.

Bundy J. G., Paton G. I., Campbell C. D. (2002) Microbial communities in different soil types do not converge after diesel contamination. *Journal of Applied Microbiology* 92, 276-288.

Castro H. F., Mendes A. A., Santos J. C. S., Aguiar C. L. (2004) Modificação de óleos e gorduras por biotransformação. *Quimica Nova* 27(1), 146-156.

Cunha C. D. (1996) *Avaliação da Biodegradação de Gasolina em Solo*. Dissertação de Mestrado em Tecnologia de Processos Químicos e Bioquímicos, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Cunha C. D., Leite S. G. F. (2000) Gasoline biodegradation in different soil microcosms. *Brazilian Journal of Microbiology* 31(1), 45-49.

Demnerova K., Mackova M., Spevakova V., Beranova K., Kochankova L., Lovecka P., Ryslava E., Macek T. (2005) Two approaches to biological decontamination of groundwater and soil polluted by aromatics characterization of microbial populations. *International Microbiology*, 8(3), 205–211.

Difco (1984) Difco Manual. 2nd Ed. Difco Laboratories.

Eisentraeger A., Schmidt M., Murrenhoff, H., Dott W., Hahn S. (2002) Biodegradability testing of synthetic ester lubricants – effects of additives and usage. *Chemosphere* 48, 89-96.

Eweis J. B., Ergas S. J., Chang D. P. Y., Schroeder E. D. (1998) *Bioremediation Principles* 1st Ed. WCB/McGraw-Hill.

Garnham G. W., Codd G. A., Gaad G. M. (1992) Kinetics of uptake and intracellular location of cobalt, manganese and zinc in the estuarine green alga *Chlorella salina*. *Applied Microbiology Biotechnology* 37(2), 270-276.

Grampone M.A. (1993) Propriedade dos óleos vegetais modificados por hidrogenação, interesterificação e fracionamento. *Óleos e grãos* 2, 5-10.

Gupta V. K., Shrivastava A. K., Jain N. (2001) Biosorption of chromium (VI) from aqueous solutions by green algae Spirogyra species. *Water Research* 35, 4079-4085.

Hammond E. G., Glatz B. A. (1988) In: *Food Biotechnology.* Elsevier Publishers Limited.

Hanson K. G., Desai J. D., Desai A. J. (1993) A rapid and simple screening technique for potential crude oil degrading microorganisms. *Biotechnology Techniques* 7, 745-748.

Igwe O. I. (2003) The effects of temperature on the viscosity of vegetable oils in solution. *Industrial Crops and Products* 19(2), 185-190.

Leahy J.G., Cowell R.R. (1990) Microbial degradation of hydrocarbons in environment, *Microbiology Reviews* 54, 305-515.

Lee H. (2005) *Spectral Measurements - Introduction to Color Imaging Science*. 1st Ed. Cambridge University Press.

Lopes P.R.M., Bidoia E.D. (2009) Evaluation of the biodegradation of different types of lubricant oils in liquid medium. *Brazilian Archives of Biology and Technology* 52(5), 1285-1290.

Mcdermott D., YOUNG D. R., HEESEN T. C. (1978) DDT and PCB in flatfish around southern California municipal outfalls. *Chemosphere 7*, 453–461.

Mendiola S., Achutegui J. J., Sanchez F.J., San Jose M.J. (1998) Polluting potential of wastewater from fish meal and oil industries. *Grasas y Aceites* 1.

Montagnolli R.N., Lopes P.R.M., Bidoia E.D. (2009) Applied models to biodegradation kinetics of lubricant and vegetable oils in wastewater. *International Biodeterioration & Biodegradation*. 63, 297–305.

Morelli I. S., Del Panno M. T., De Antoni G. L., Painceira M. T. (2005) Laboratory study on the bioremediation of petrochemical sludge contaminated soil. *International Biodeterioration & Biodegradation* 55, 271–278.

Nano G., Borroni A., Rota R. (2003) Combined slurry and solid-phase bioremediation of diesel contamined soils. *Journal of Hazardous Materials* 100, 79–94.

Pala D. M., Carvalho D. D., Pinto J. C., Sant'anna G. L. (2006) A suitable model to describe bioremediation of a petroleum-contaminated soil. *International Biodeterioration & Biodegradation* 58, 254–260.

Reis F.A.S.L., Sérvulo E.F.C., França F.P (2004) Lipopeptide surfactant production by *Bacillus subtilis* grown on low-cost raw materials. *Applied Biochemistry and Biotechnology* 115(1), 899-912.

Ron E.Z., Rosenberg E. (2002) Biosurfactants and oil bioremediation. *Current Opinion in Biotechnology* 13(3), 249-252.

Roy S., Hens D., Biswas D., Kumar R. (2002) Survey of petroleumdegrading bacteria in coastal waters of Sunderban Biosphere Reserve. *World Journal of Microbiology and Biotechnology* 18, 575-581.

Semple K. T., Reid B. J., Fermor T. R. (2001) Impact of composting strategies on the treatment of soils contaminated with organic pollutants. *Environment Pollution* 112, 269-283.

Shabtai Y. (1990) Production of exopolysaccharides by Acinetobacter strains in a controlled fed-batch fermentation process using soap oil (SSO) as carbon source. *International Journal of Biological Macromolecules* 1, 100-110.

Shogren R. L., Petrovic Z., Liu Z., Erhan S. Z. (2004) Biodegradation Behavior of Some Vegetable Oil-based Polymersa. *Journal of Polymers and the Environment* 12.

Stempfel E. M., Hostettler H., Gasser H. (1993) Practical experience with highly biodegradable lubricants, especially hydraulic oils and lubricating greases, In: *Third German Schmierstoforum*. Berlim.

Tano-Debrah K., Fukuyama S., Otonari N., Taniguchi F., Ogura M. (1999) An inoculum for the aerobic treatment of wastewaters with high concentrations of fats and oils. *Bioresource Technology* 69(2), 133-140.

Van Deuren J., Wang Z. Y., Ledbetter J. (1997) *Remediation Technologies Screening Matrix and Reference Guide*, 3rd Ed. Technology Innovation Office.

Volkering F., Breure A. M., Rulkens W. H. (1997) Microbiological aspects of surfactant use for biological soil remediation. *Biodegradation* 8(6), 401-417.

Yemashova N. A., Murygina V. P., Zhukov D. V., Zakharyantz A. A., Gladchenko M. A., Appanna V., Kalyuzhnyi S. V. (2007) Biodeterioration of crude oil and oil derived products: a review. *Reviews in Environmental Science and Biotechnology* 6, 315-337.

Yoshida N., Hoashi J., Morita T., McNiven S.J., Nakamura H., Karube I. (20010 Improvement of a mediator-type biochemical oxygen demand sensor for on-site measurement. *Journal of Biotechnology* 88, 269-275.

MONITORAMENTO DA QUALIDADE DAS ÁGUAS DOS CÓRREGOS TRIBUTÁRIOS DO RIO BAURU - MUNICÍPIO DE BAURU (SP).

Eduardo Luiz de OLIVEIRA (1); Giselda Passos GIAFFERIS (2); Josiani Mara MIRANDA (3).

RESUMO.

O município de Bauru, localizado no Estado de São Paulo possui duas sub-bacias hidrográficas pertencente à bacia do Médio Tietê, chamada de Tietê-Batalha, onde está o curso de água rio Batalha e do Tietê-Jacaré onde pertence o rio Bauru.

Não há tratamento dos esgotos gerados, sendo lançados *in natura* em média 1.200l/s nos córregos afluentes e no rio Bauru. O sistema de tratamento dos esgotos domésticos projetado tem concepção à despoluição total de 10 micro-bacias que formam a bacia de drenagem do rio Bauru e a despoluição do rio Batalha.

Foram determinados dezenove pontos de amostragem que pudessem avaliar a qualidade da água de todos os tributários e do rio Bauru, antes e após a instalação dos interceptores.

As coletas e análises foram efetuadas pelo Laboratório de Águas Residuárias que pertence ao convênio DAE e a Faculdade de Engenharia Civil da UNESP de Bauru, sendo que os parâmetros analisados foram: demanda bioquímica de oxigênio (DBO_5^{20}), demanda química de oxigênio (DQO), oxigênio dissolvido (OD), pH, sólidos totais, nitrogênios e fosfato.

Conclui-se que após a implantação dos interceptores ocorre melhora significativa da qualidade da água dos córregos, pela sua autodepuração, mas a presença de materiais incorporados ao leito aumenta o tempo para sua degradação.

PALAVRA-CHAVES: Bauru, interceptores, monitoramento mananciais, qualidade das águas, rio Bauru.

(1) Professor Livre Docente do Departamento de Engenharia Civil da Unesp de Bauru; Av. Luiz Edmundo Carijo Coube, 14-01, Bauru, SP Brasil; eduoliv@feb.unesp.br.
(2) Química do Departamento de Água e Esgoto de Bauru, Rua Padre João, 11-25, Bauru, SP, Brasil, giseldapg@daebauru.com.br.
(3) Aluna do Curso de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia Civil da UNESP de Bauru, josianimiranda@hotmail.com.

2. LEVANTAMENTO BIBLIOGRÁFICO.

2.1. CONCEITO DE POLUIÇÃO DAS ÁGUAS.

De acordo com Von Sperling (1996), para a avaliação do impacto da poluição e eficácia das medidas de controle, é necessária a quantificação das cargas poluidoras afluentes ao corpo d'água, com levantamentos de campo na área de estudo, incluindo amostragem dos poluentes, análises de laboratório, medição de vazões e outros.

A poluição das águas é causada pela introdução de matéria ou energia em algum corpo hídrico pela atividade antrópica, que venha alterar suas características físico-químicas e biológicas.

A fonte de poluição pode ser pontual ou difusa. A poluição pontual é quando o ponto de lançamento da carga poluidora é bem definido, como descarte de esgoto in natura em corpos de água. Na poluição difusa não é possível definir esse ponto, sendo esta poluição oriunda, normalmente de uma extensa área como, por exemplo: a lavagem das superfícies pelas chuvas.

Hoje, nos países em desenvolvimento, a água poluída é responsável por 80% das doenças e 33% das mortes, atingindo particularmente as crianças; e ainda aproximadamente 1,2 bilhões de pessoas sofrem de doenças causadas pela água poluída ou por transmissão devido a saneamento inadequado (Dowbor; Tagnim, 2005).

Entretanto, se a gestão da água em geral for estudada adequadamente, o problema de poluição nos sistemas hídricos, principalmente em centros urbanos, deverá ser amenizado, pois, se inicialmente for feito um tratamento prévio dos esgotos urbanos e industriais, o padrão da qualidade da água será mais apropriado para utilização em diversos fins, diminuindo também a concentração de substâncias que não se autodepuram e que causam poluição cumulativa. E, a partir desse tratamento, poderão ser feitos estudos mais profundos através de monitoramentos que visem uma despoluição cada vez mais eficaz.

Os trabalhos de monitoramento, passando pela importante fase que são os trabalhos laboratoriais, desde a coleta de amostras até a obtenção da informação desejada, com a utilização de instrumentos modernos, "representam a única conexão" (Ward, et al 1990) entre a água no meio ambiente e os responsáveis pela tomada de decisão.

Ward, et al (1990) dizem que o sistema deve ser focado na informação e esta obtida da amostragem, via análises laboratoriais, até a conversão em dados. As metodologias de análises (gráficos, tabelas, estatísticas, modelagem ou combinação destas) dependem de como se deseja a informação.

Em outro estudo o autor caracteriza, como uma boa proposta para uma análise dos efeitos dos poluentes, o uso de bioindicadores no auxílio da qualidade da água, pois tal mecanismo revela as consequências de bio-acumulação e de contaminantes metabolizados, diferentemente das análises químicas que indicam o potencial de poluição em processos biológicos e ecológicos. Vale ressaltar que a autora também deixa clara a importância de um monitoramento biológico no ambiente.

3. METODOLOGIA.

3.1. CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO.

O município de Bauru, localizado na região centro-oeste do Estado de São Paulo, a 316 km da capital do Estado, com uma área de 673 km^2 e uma população estimada de 360.000 habitantes.

Existem duas sub-bacias hidrográficas no município de Bauru pertencente à Bacia hidrográfica do Médio Tietê, sendo que na Bacia do Tietê-Batalha está o curso de água rio Batalha e na Bacia do Tietê-Jacaré onde pertence o rio Bauru. O rio Batalha é o manancial que abastece 40% da população da cidade e o rio Bauru recebe 100% dos esgotos *in natura*.

A partir do encontro dos córregos Água da Ressaca e Água da Forquilha já dentro da área urbana o manancial passa a receber o nome de rio Bauru. Tem uma extensão de 42 km e os córregos tributários na margem esquerda são: Água da Ressaca, Água da Forquilha, Água do Castelo, Água do Sobrado, Córrego da Grama, Córrego Barreirinho e Vargem Limpa. Na margem direita: Ribeirão das Flores, Córrego da Água Comprida e Ribeirão da Vargem Limpa. Cortam toda área urbana recebendo todo o esgoto *in natura* da cidade e deságua no rio Tietê no município de Pederneiras (SP).

O município de Bauru tem como administrador de seus serviços de saneamento o Departamento de Água e Esgoto de Bauru (DAE), que atende 100% do abastecimento de água da cidade e 99,9% de coleta de esgoto. Não existe nenhum tipo de tratamento do esgoto, sendo lançado *in natura* em média 1.200l/s nos córregos afluentes e no rio Bauru.

O sistema de tratamento dos esgotos domésticos projetado tem concepção à despoluição total de 10 micro-bacias que formam a bacia de drenagem do rio Bauru e a despoluição do rio Batalha. A obra prevê a construção de cinco estações elevatórias de esgotos (EEE) para reversão dos esgotos lançados na bacia do rio Batalha para a bacia do rio Bauru, afastamento dos esgotos da população e despoluição dos mananciais através de obras de 54 km de interceptores nos fundos de vale e construção das estações de tratamento de esgotos, ETE Candeia com capacidade de 78 l/s para final de 2010 que despoluirá o Córrego Pau D'Alho, afluente do Rio Batalha, e ETE Vargem Limpa com três módulos com capacidade de 1,3 l/s para 2013.

Foram construídas cinco estações elevatórias de esgotos: EEE Fortunato Rocha Lima, EEE Leão XIII, EEE Santa Cecília, EEE Jardim Vitória e EEE Distrito Industrial III.

A obra de afastamento dos esgotos consiste em 54 km de coletores troncos (CT), interceptores e emissários ao longo das margens de 11 corpos d' água na área urbana, sendo: CT Barreirinho com 7.020 m, diâmetros de 150 a 400 mm, CT Água do Castelo com 5.270 m, diâmetros 150 a 600 mm, CT Água Comprida com 1.990 m, diâmetros 200 a 600 mm, CT Guadalajara com 890 m, diâmetros de 200 a 300 mm, CT Córrego Vargem Limpa com 6.660 m, diâmetros de 150 a 600 mm, CT Rio Bauru com 1.290 m, diâmetros de 200 a 250 mm e interceptor do Rio Bauru com 910 m de concreto, diâmetros de 1.200 a 1.500 mm.

3.2. LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE AMOSTRAGEM.

Foram determinados dezenove pontos de amostragem que pudessem avaliar a qualidade da água de todos os tributários e do rio Bauru, antes e após a instalação dos interceptores.

Ponto 1 – Nascente do Córrego Água da Ressaca - sem interceptor;
Ponto 2 – Córrego Água da Ressaca - esgoto *in natura*;
Ponto 3 – Córregos Água da Ressaca - esgoto *in natura* e Água da Forquilha - com interceptor;
Ponto 4 – Córrego Água do Sobrado - com interceptor nas duas margens;
Ponto 5 – Córrego Água do Sobrado - sem interceptor;
Ponto 6 – Córrego da Grama - esgoto *in natura;*
Ponto 7 – Córrego da Grama - esgoto *in natura;*
Ponto 8 – Rio Bauru - esgoto *in natura;*
Ponto 9 – Rio Bauru - esgoto *in natura;*
Ponto 10 – Córrego Barreirinho - com interceptor;
Ponto 11 – Córrego Barreirinho - com interceptor;
Ponto 12 – Córrego Vargem Limpa - esgoto *in natura*;
Ponto 13 – Córrego Água Comprida - esgoto *in natura*;
Ponto 14 – Córrego Vargem Limpa - esgoto *in natura*;
Ponto 15 – Córrego Vargem Limpa - esgoto *in natura*;
Ponto 16 – Ribeirão Vargem Limpa - com interceptor;
Ponto 17 – Ribeirão Vargem Limpa - esgoto *in natura*;
Ponto 18 – Rio Bauru - esgoto *in natura*;
Ponto 19 – Córrego da Grama - com interceptor.

3.3. METODOLOGIA DE COLETA E ANÁLISES.

As amostragens dos córregos, analisadas neste trabalho, foram realizadas quinzenalmente, em períodos de seca e chuvas, iniciando-se em janeiro de 2008 a dezembro de 2009.

As coletas e análises foram efetuadas pelo Laboratório de Águas Residuárias que pertence ao convênio DAE e a Faculdade de Engenharia Civil da UNESP de Bauru.

As análises físico-químicas foram feitas de acordo com STANDARD METHODS (2005), sendo os seguintes parâmetros: demanda bioquímica de oxigênio (DBO_5^{20}), demanda química de oxigênio (DQO), oxigênio dissolvido (OD), pH, temperatura, condutividade, alcalinidade, sólidos totais dissolvidos (STD), nitrogênio amoniacal, nitrogênio nitrato (NO_3^-), nitrogênio nitrito (NO_2^-), fosfato, quadro 1.

Quadro 1. Parâmetros e metodologia utilizada nas análises laboratoriais.

Parâmetro	Método	Equipamento
Condutividade	Potenciométrico	ORION 115- CEL. 011510
pH	Potenciométrico	ORION 310
Alcalinidade	Titulação/ Potenciométrico	VÁRIOS
OD	Potenciométrico	ORION 810- EL. 081010
DBO_5^{20}	Barométrico	HACH- DBO TRACK
DQO	Calorimétrico	HACH- DR 2010
Nitrogênio amoniacal	Colorimétrico/ Potenciométrico	HACH- DR 2010/2500/ *Termo Orion*
NO_3	Colorimétrico/ Potenciométrico	HACH- DR 2010/2500/ *Termo Orion*
NO_2	Colorimétrico/ Potenciométrico	HACH- DR 2010/2500/ *Termo Orion*
Fosfato	Colorimétrico	HACH- DR 2100/2500
STD	Standard Methods	ORION 115

4.RESULTADOS.

4.1. ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS DEZENOVE PONTOS DE MONITORAMENTO.

No trecho do córrego da Água da Ressaca, ponto 1 nascente e local com lançamento do esgoto *in natura*, observa-se a nascente se mantém preservada, inclusive por estar em área particular de condomínio fechado, apresentando boa qualidade da água. No ponto 2, onde já foi implantado o interceptor em agosto de 2008, apresentou resultados melhores quanto à condutividade, os nitrogênios, sólidos totais dissolvidos, alcalinidade, DBO e oxigênio dissolvido, o que demonstra a recuperação do córrego.

Nos períodos de chuva observou alguns picos nos parâmetros de condutividade e sólidos totais dissolvidos. O pH se manteve entre 6,0 e 9,0.

Os pontos 4 e 5 no córrego Água do Sobrado, já possuía interceptor, observou-se no período de 2008 e 2009 uma gradativa diminuição da condutividade e dos sólidos totais dissolvidos. Ocorreu a partir de fevereiro de 2009, aumento significativo da condutividade e dos sólidos, coincidindo com chuvas nos dias das coletas. Quanto ao oxigênio dissolvido teve resultados com pequena diminuição, e durante as coletas observou-se que neste local ainda existem muitos depósitos de lixo, jogados pela população, o que prejudica a qualidade da água. Os outros parâmetros tiveram oscilações, mas com valores equilibrados, Figura 1.



Figura 1. Córrego Água do Sobrado com depósitos de lixo.

No córrego da Grama, onde estão os pontos 6, 7 e 19, os quais diferenciam pelo fato de que o ponto 19 está próximo da nascente e neste ponto não há lançamentos de esgoto, enquanto que nos pontos 6 e 7 estão os lançamentos de esgotos, sem execução dos interceptores no início deste trabalho. Observou-se que os resultados no ponto 19, foram bons em relação às concentrações de nitrogênio, oxigênio dissolvido, sólidos totais dissolvidos, condutividade. Houve algumas variações no resultado em maio de 2008, com um significativo aumento na condutividade e nos sólidos por ser período de chuvas, o que confirma a preservação do córrego sem os lançamentos. Os pontos 6 e 7 apresentaram melhorias em seus resultados com parte da implantação em 2007, dos interceptores a montante dos locais de coleta, e com a execução do restante em 2009, o que ocorreu a diminuição da condutividade, nitrogênios e dos sólidos totais dissolvidos.

Os pontos 10 e 11 no Córrego Barreirinho, onde o ponto 10 está no trecho despoluído, com os resultados em 2008 e 2009 com melhor qualidade que o ponto 11, que recebia lançamentos dos esgotos até 2007 apresentou diminuição da condutividade, da alcalinidade, da DBO e dos sólidos totais dissolvidos, e houve um aumento do oxigênio dissolvido, o que demonstra a recuperação neste ponto. Também, foram observados neste ponto 11, alguns picos dos resultados que foram considerados, tendo em vista bolsões de entulhos a montante do local, e alterações em períodos de chuvas.

No córrego Água Comprida, os pontos 12 e 13 ambos com lançamentos *in natura*, onde as características se assemelham quanto à qualidade das águas, com aumento das concentrações dos nitrogênios, fosfato, DBO e DQO, o que também pode demonstrar lançamentos industriais, pois são locais atrás do Distrito Industrial I de Bauru, Figura 2. Observou-se a alcalinidade mais elevada no ponto 13. Ocorreram picos do oxigênio dissolvido em torno de 12 mg/L e foi observado na coleta do dia 28/04/2008 características esbranquiçadas e no dia 19/05/2008 esgoto com corante.

Os pontos 14 e 15, localizados no Córrego Vargem Limpa recebem esgoto *in natura*. Em ambos o pH permaneceu entre 6 e 8, com diminuição na condutividade e dos sólidos totais dissolvidos até janeiro de 2009, aumentando após fevereiro em virtude das chuvas. Foram altas as concentrações de DBO, DQO, alcalinidade, fosfatos e nitrogênios e baixo oxigênio

dissolvido. Estes resultados demonstram a baixa qualidade das águas e altas taxas de DBO e DQO e os picos de oxigênio dissolvido em torno de 12 mg/L, o que pode indicar algum tipo de lançamento industrial existentes no local.



Figura 2. Amostras de esgoto *in natura* no córrego do Distrito Industrial I.

No Ribeirão Vargem Limpa, pontos 16 e 17, onde no local da coleta referente ao ponto 16 não recebe lançamentos de esgoto, os resultados demonstram a qualidade da água e no ponto 17 com lançamento de esgoto *in natura*, com valores significativos e altos em relação à alcalinidade, DBO, DQO, fosfato, nitrogênios e baixa concentração de oxigênio dissolvido. Em todos os parâmetros ocorreram vários picos nos resultados devido à característica de despejo industrial, pois este ponto está atrás do Distrito Industrial I. Nos períodos de chuvas observa-se diminuição dos valores em virtude da diluição.

Os pontos 3, 8, 9 e 18 trechos no Rio Bauru que recebem lançamentos de esgoto *in natura* os resultados foram: no ponto 3, onde o Córrego Água da Ressaca encontra o Córrego Água da Forquilha, ambos com interceptores executados, os resultados foram melhores. Nos pontos 8, 9 e 18, todos os parâmetros tiveram resultados significativos, somente os nitrogênios apresentaram concentrações mais baixas e o pH se manteve entre 7 e 8. Nos pontos 8 e 9 os resultados foram semelhantes e não recebem quantidade de esgotos considerável. O ponto 18 está localizado após todos os lançamentos dos afluentes, inclusive com uma vazão maior. Observa-se uma diminuição da alcalinidade, condutividade, DBO, DQO, nitrogênios sólidos totais dissolvidos e um aumento do oxigênio dissolvido. Observa-se também, presença de espuma no rio, em algumas ocasiões.

4.2. MÉDIA E DESVIO PADRÃO.

Através do trabalho FAPESP apresentado pela aluna Miranda, J.M. (2010), os gráficos 90 a 94 abaixo indicam as médias e os desvios padrões para os parâmetros de oxigênio dissolvido, demanda bioquímica de oxigênio, demanda química de oxigênio, NO_3^- em N e sólidos totais dissolvidos.

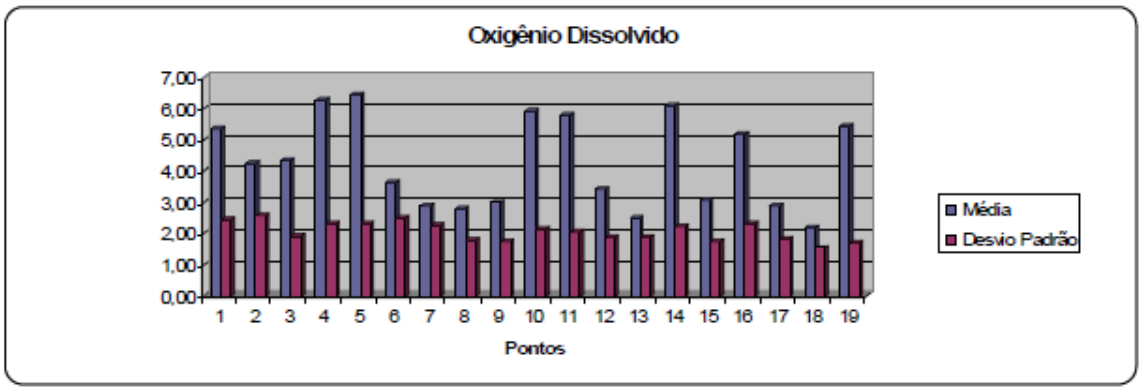


Gráfico 90. *Média e Desvio Padrão de Oxigênio Dissolvido para todos os pontos.*

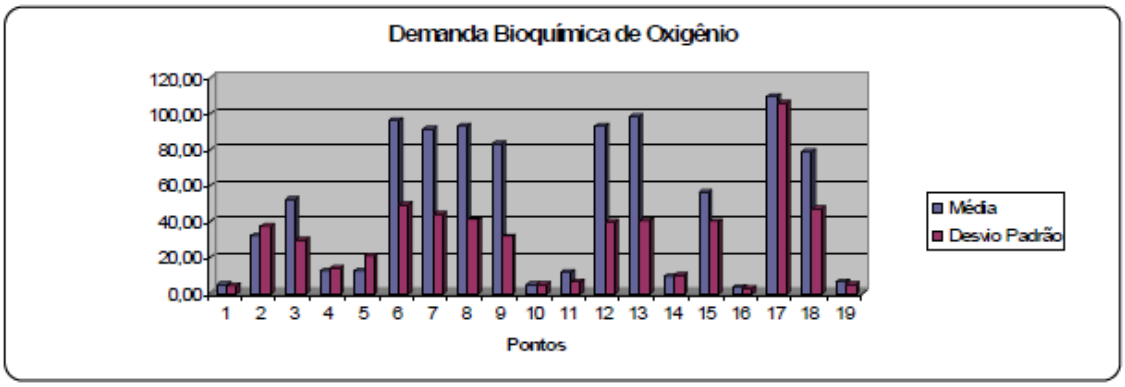


Gráfico 91. *Média e Desvio Padrão da Demanda Bioquímica de Oxigênio para todos os pontos.*

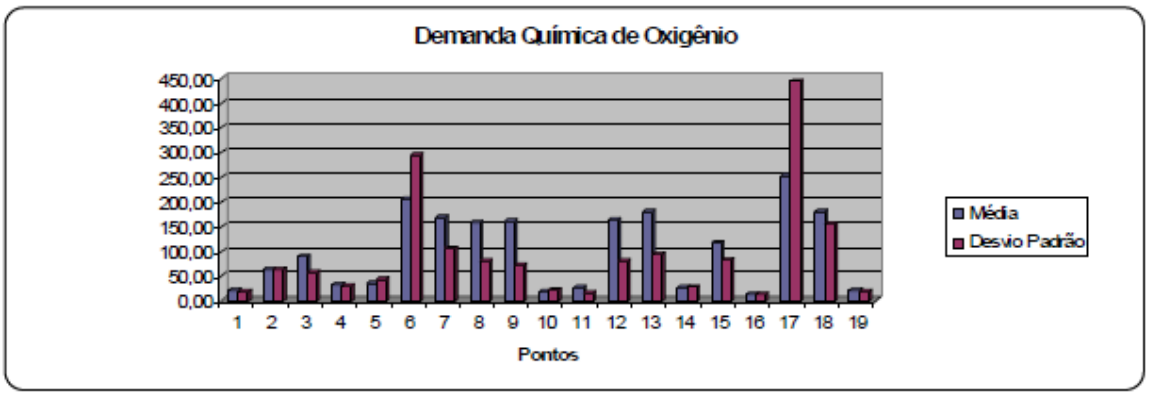


Gráfico 92. *Média e Desvio Padrão da Demanda Química de Oxigênio para todos os pontos.*

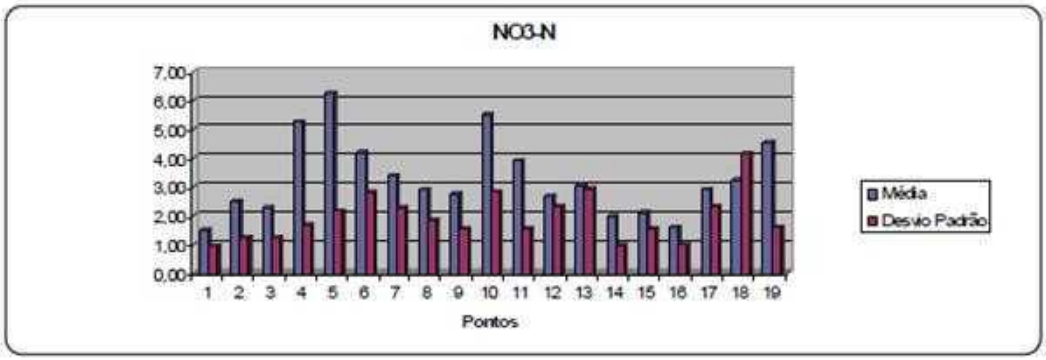


Gráfico 93. *Média e Desvio Padrão de NO_3-N para todos os pontos.*

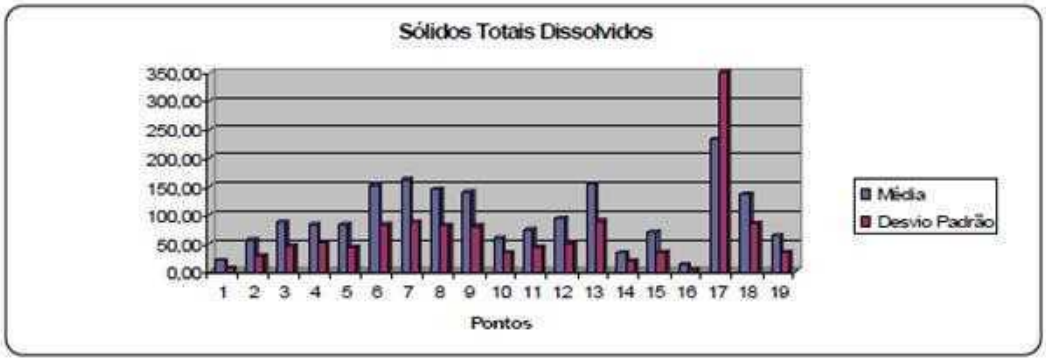


Gráfico 94. *Média e Desvio Padrão de Sólidos Totais Dissolvidos para todos os pontos.*

Através das análises realizadas com os dados obtidos com os gráficos acima, observa-se que os pontos que apresentaram valores médios maiores de oxigênio dissolvido foram os pontos 4 e 5 , ambos com interceptores. Em relação à demanda bioquímica de oxigênio, à demanda química de oxigênio e à concentração de sólidos totais dissolvidos, o ponto 17 por ser esgoto *in natura* foi o que apresentou maior valor médio e maior desvio padrão. Já em relação a concentração de NO_3^- em N, os pontos que apresentaram maiores valores médios foram os 4 e 5 que possuem interceptores e o ponto 10, que trata-se de um trecho de água limpa.

Através do acompanhamento do monitoramento e das análises realizadas com os parâmetros em cada ponto, de seus respectivos córregos, conclui-se que após a implantação dos interceptores há a necessidade de um tempo razoável para que se note uma melhoria significativa da qualidade das águas destes córregos, pois os mesmos apresentam materiais incorporados ao leito que são diluídos pelas águas necessitando assim de um tempo para serem degradados ou transportados por carreamento do próprio fluxo do córrego.

Outro aspecto observado foi a lançamento de resíduos sólidos (lixo) nas margens destes córregos, necessitando de um trabalho de conscientização (educação ambiental) da população em torno das margens dos córregos.

Nas análises realizadas no período de janeiro a junho de 2009, observa-se também que a presença de chuvas nos dias próximos de coletas de amostras leva a uma grande influência nos resultados obtidos nos parâmetros de condutividade e sólidos totais dissolvidos, pois em todos os pontos analisados ocorre um grande pico no mês de fevereiro nos valores desses parâmetros, inclusive nos pontos caracterizados com uma qualidade melhor de suas águas.

Já nas análises realizadas no período de julho a dezembro de 2009, observa-se que os parâmetros que tiveram influência das chuvas obtiveram uma melhora em suas concentrações, ou seja, voltaram a apresentar bons resultados com a ausência das chuvas. Em contra partida, nota-se que a presença de lixos e esgotos clandestinos aumentam a cada dia, refletindo cada vez mais na qualidade das águas dos córregos urbanos. Portanto, como medidas saneadoras será necessária além de um monitoramento constante e eficiente, uma política de educação ambiental para a população a fim de melhorar o comportamento da mesma com relação ao destino final adequado dos resíduos sólidos.

5. CONCLUSÕES.

No trabalho FAPESP apresentado pela aluna Miranda, J.M. (2010), a mesma observou em alguns gráficos resultados com grandes picos, observados datas de coletas que ocorreram em dias chuvosos e possíveis erros de leituras em alguns parâmetros (problemas em equipamento) e ocorrências imprevistas nos locais de coleta, como dragagens no rio, animais mortos, presença de gado no local, e outros fatores que influenciaram nos resultados das análises.

Outro aspecto observado durante o monitoramento foi a situação dos lançamentos de resíduos sólidos (lixo) presente nas margens de vários locais amostrados, que prejudicam a qualidade das águas dos mananciais.

Conclui-se que após a implantação dos interceptores ocorre uma melhoria significativa da qualidade da água dos córregos, após um tempo razoável para que ocorra sua autodepuração, e que a presença de materiais incorporados ao leito que são diluídos pelas

águas necessitam de tempo para sua degradação.

Portanto, para se ter a total recuperação destes mananciais será necessária finalização da implantação dos interceptores retirando todos os lançamentos de esgotos dos córregos e levá-los até o local da futura estação de tratamento de esgotos, providenciar projetos de recuperação de mata ciliar dos córregos, há necessidade de um trabalho de educação ambiental com conscientização da população quanto aos despejos clandestinos de lixos, monitoramento constante e com fiscalização dos lançamentos industriais que deverão ser através das redes coletoras da autarquia e não lançamentos clandestinos diretamente nos córregos

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

APHA. *Standard methods for the examination of water and wastewater.* 25nd Ed. AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOCIATION. Washington,2005.

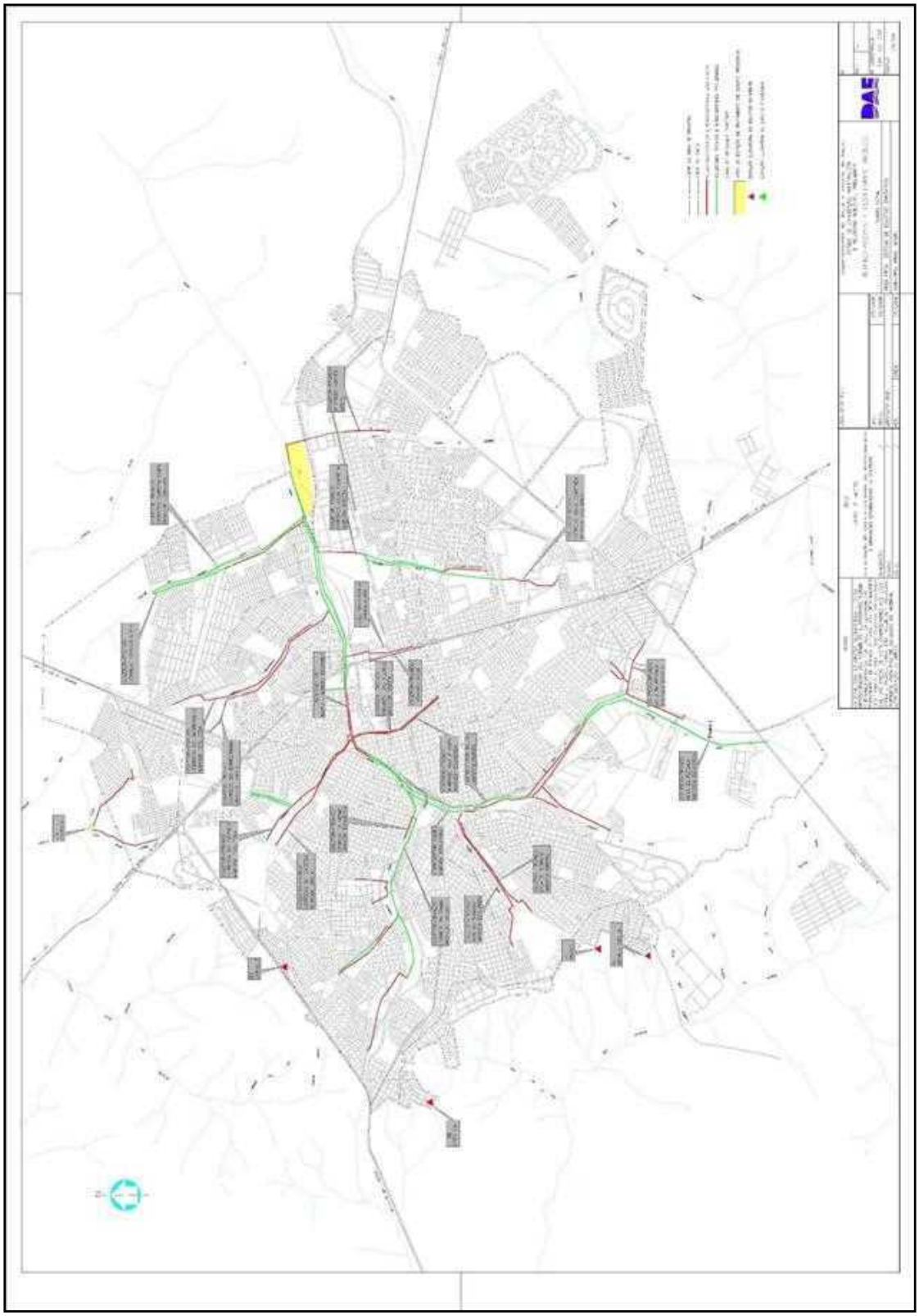
COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL (2002). *Relatório de qualidade das águas interiores do estado de São Paulo – 2001*. CETESB, São Paulo.

Dawbor, L. et al. (2005). *Administrando a água como se fosse importante.* São Paulo: Senac São Paulo.

Von sperling M. *Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgoto*. 2nd Ed. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1996.

Ward, R. C., J. C. Loftis e G. B. Mcbride. (1990). *Design of water quality monitoring systems.* Van Nostrand Reinhold, New York.

MAPA DOS PONTOS DE COLETA



MONITORIZAÇÃO AMBIENTAL DO EMISSÁRIO SUBMARINO DA FOZ DO ARELHO USANDO UM VEÍCULO SUBMARINO AUTÓNOMO

Patrícia RAMOS ([1]); Nuno CRUZ ([2]); Aníbal MATOS ([3]); Sandra CARVALHO ([4])

RESUMO

O número de emissários submarinos a descarregar águas residuais em ambientes costeiros em todo o mundo é já bastante significativo e espera-se que venha a aumentar. No entanto, a avaliação do impacte ambiental no meio destas estruturas é ainda bastante difícil. Os Veículos Submarinos Autónomos (VSAs), pela relativa facilidade de operação e capacidade de recolha de grandes quantidades de dados, de natureza muito diversa, a diferentes profundidades e com grande rapidez, constituem uma tecnologia de vanguarda para monitorização ambiental e em particular podem ser utilizados com elevado sucesso na avaliação das condições de funcionamento dos emissários submarinos (Ramos, 2005). Nesta publicação abordamos como é que um veículo submarino autónomo pode ser utilizado para monitorização de emissários submarinos apresentando os resultados obtidos numa campanha de monitorização ao emissário submarino da Foz do Arelho.

PALAVRAS-CHAVE: avaliação impacte ambiental, emissários submarinos, monitorização, VSAs

[1] Professora Adjunta, ISCAP, Rua Jaime Lopes Amorim, 4465-004
S. Mamede Infesta, Portugal; Investigadora, INESC Porto, Rua Dr. Roberto Frias 378, 4200-465 Porto, Portugal,
T +351 22 2094399,
F +351 22 2094350, pramos@inescporto.pt
[2] Assistente, FEUP, Rua Dr. Roberto Frias, 4200-465 Porto, Portugal,
T +351 22 5081507, F +351 22 5081443, nacruz@fe.up.pt; Investigador, INESC Porto.
[3] Professor Auxiliar, FEUP, Rua Dr. Roberto Frias, 4200-465 Porto, Portugal, T +351 22 5081508, F +351 22 5081443, anibal@fe.up.pt; Investigador, INESC Porto.
[4] Coordenadora do Departamento de Sistemas e Responsabilidade Empresarial, Águas do Oeste S.A., Convento de São Miguel das Gaeiras, 2510-718 Óbidos, Portugal, T +351 262 955200, F +351 262 955201,
s.carvalho@aguasdooeste.com

1 INTRODUÇÃO

Os emissários submarinos constituem importantes fontes de poluentes para os ecossistemas costeiros. Este método de descarga tem vantagens em termos económicos e um impacto relativamente pequeno em termos sociais, mas levanta ao mesmo tempo preocupações importantes acerca da saúde pública e da preservação e qualidade do ecossistema (Hunt et al., 2002; Petrenko et al., 1998; Washburn et al., 1992; Wu et al., 1994). O oceano oferece uma capacidade de diluição relativamente rápida de algumas substâncias nocivas, mas também integra partículas contendo metais pesados, bactérias, vírus e outras substâncias. A questão que se coloca é quais são os reais impactes destas substâncias nas populações urbanas e nos ecossistemas costeiros (Ramos, 2009).
Os Veículos Submarinos Autónomos (VSAs), pela relativa facilidade de operação e capacidade de recolha de grandes quantidades de dados, de natureza muito diversa, a diferentes profundidades e com grande rapidez, constituem uma tecnologia de vanguarda para monitorização ambiental e em particular podem ser utilizados com elevado sucesso na avaliação das condições de funcionamento dos emissários submarinos (Ramos, 2005).
Nesta publicação fazemos uma breve descrição do VSA MARES e apresentamos os detalhes de uma campanha de monitorização ao emissário submarino da Foz do Arelho (Ramos, 2008) realizada em Novembro de 2007. Para além da caracterização da área de operação do veículo e dos dados por ele recolhidos, são apresentados os resultados da campanha, os quais permitem comprovar a eficácia desta tecnologia na detecção e mapeamento de plumas de efluente.

2 VSA MARES

O MARES (Modular Autonomous Robot for Environment Sampling) é um Veículo Submarino Autónomo (VSA) extremamente modular que foi desenvolvido pelo Grupo de Sistemas Oceanográficos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto/INESC Porto (ver Figura 1).

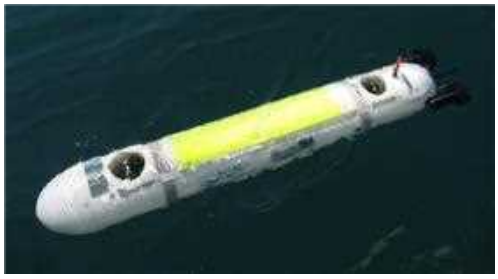


Figura 1. VSA MARES em missão.

O MARES tem um diâmetro de 20 cm, aproximadamente 1.5 m de comprimento, pesando cerca de 32 kg no ar (Cruz, 2008). Este VSA possui uma estrutura mecânica feita de copolímero de acetato altamente modular, com um casco central e várias secções adicionais. Uma vez, que estas secções são extensões, podem ser facilmente trocadas, sendo simples a inserção de novas secções. A propulsão e direcção são controladas por dois impulsores horizontais independentes situados na parte traseira. Um conjunto de dois

impulsores instalados na direcção vertical controla a velocidade vertical e o ângulo de inclinação. Os quatro impulsores permitem diversas operações em áreas restritas com movimentos horizontais e verticais independentes e velocidade iniciando em 0 m/s.
Os circuitos electrónicos estão localizados no casco central. A energia é fornecida por baterias Li-Ion recarregáveis, com um total de energia de 600 Wh. Dependendo da velocidade do veículo, essas baterias podem durar até cerca de 10 horas, correspondendo a uma autonomia de aproximadamente 40 km.
O computador principal é um PC-104 com bateria suplementar, uma CPU, uma placa de comunicação e um disco de estado sólido.
O sistema de navegação do VSA MARES é baseado numa rede acústica constituída por duas bóias de navegação e instrumentação (BsNI) que se posicionam na zona de operação (ver Figura 2). Através da troca de sinais acústicos com as BsNI o veículo consegue determinar em cada instante a sua posição por triangulação (Santos, 2008).. Estas BsNI permitem ainda acoplar sensores de medição *in situ* e transmitir os respectivos dados em tempo real via rádio link. Durante a realização de uma missão de um VSA estas bóias podem ainda funcionar como amarrações de sensores (físico-químicos, perfiladores acústicos, etc) para a obtenção, por exemplo, de dados de referência. A informação de navegação trocada entre o veículo e as bóias é transmitida para a estação de controlo localizada na embarcação de apoio, sendo assim possível ao operador seguir em tempo real a trajectória do veículo.



Figura 2. Bóia de navegação e instrumentação ancorada na zona de operação.

O interesse desta tecnologia de ponta está na sua capacidade de acomodar sensores que vão medindo os vários parâmetros ambientais à medida que este realiza o percurso desejado. Para as missões de monitorização em causa foram instalados a bordo do VSA MARES um sensor CTD SBE49 da marca Sea-Bird Electronics, Inc. que permite medir condutividade, temperatura e pressão, um fluorímetro da marca WetLabs, modelo ECO-Puck na versão Triplet, que permite medir simultaneamente a concentração de Clorofila-a, CDOM (Color Dissolved Organic Matter) e reflexão da luz no comprimento de onda de 660 nm e um sensor de atenuação óptica da marca WetLabs, modelo SAM (Scattering Attenuation Meter), que permite aferir a atenuação da luz através de medidas da reflexão Estes dois sensores ópticos foram recentemente instalados e serão utilizados na próxima campanha de monitorização ao emissário submarino da Foz do Arelho. Todos os dados provenientes dos sensores são transmitidos para o sistema computacional do VSA, à

medida que este se desloca na área de operação, e aí armazenados para posterior processamento.
O VSA MARES tem pouco espaço para acomodar carga útil mas é simples incluir outros sectores, e o casco principal tem vários conectores excedentes para fornecer energia e comunicações.

3 ETAPAS DE UMA MISSÃO DE MONITORIZAÇÃO

Tipicamente uma missão de monitorização inicia-se com o transporte de todo o equipamento numa embarcação de apoio para a zona da descarga. De seguida são levadas a cabo pela sequência indicada as seguintes tarefas:

1. Obtenção de perfis verticais de ADCP e CTD para estimação do posicionamento da pluma usando um modelo matemático;
2. Colocação da 1ª bóia de navegação e instrumentação na água em local pré-determinado;
3. Movimentação para o local de amarração da 2ª bóia de navegação e instrumentação e sua colocação na água;
4. Movimentação para o ponto da partida da missão;
5. Determinação da trajectória do VSA com base no modelo matemático;
6. Colocação do VSA na água no ponto de partida;
7. Configuração manual da rede acústica;
8. Arranque da missão e seguimento a trajectória do VSA na estação de controlo;
9. Recolha do VSA da água uma vez terminada a missão.

As condições do mar da costa oeste portuguesa são extremamente adversas para a realização de campanhas de recolha de dados. Das várias experiências já realizadas concluiu-se que para que o VSA MARES possa ser utilizado para monitorização de rotina e de emergência dos emissários submarinos instalados é necessário que as campanhas sejam realizadas com a mínima intervenção dos operadores e que o veículo disponha de mecanismos de acompanhamento e de recuperação. Nos últimos anos têm sido efectuados vários desenvolvimentos nesse sentido, tendo sido concebida uma aplicação de software que guia o operador através dos passos descritos automatizando todo o procedimento. Este software integra um conjunto de módulos que permitem:

- Aquisição em tempo real de dados dos sensores ADCP e CTD;
- Modelização dos parâmetros da pluma;
- Criação automática da trajectória;
- Configuração automática da rede acústica;
- Visualização em tempo real do percurso que está a ser desenvolvido pelo veículo no mar.

Na Figura 3 mostra-se o ecrã de aquisição de dados de ADCP do software.



Figura 3. Ecrã de aquisição de dados de ADCP.

4 RESULTADOS DE UMA MISSÃO

Nesta secção apresentam-se os resultados de uma campanha de monitorização ao emissário submarino da Foz do Arelho usando o VSA MARES realizada em Novembro de 2007.

Na Figura 4 e Figura 6 apresentam-se, respectivamente, os mapas da distribuição da temperatura e condutividade relativos às profundidades de 1.5 m e 3 m.

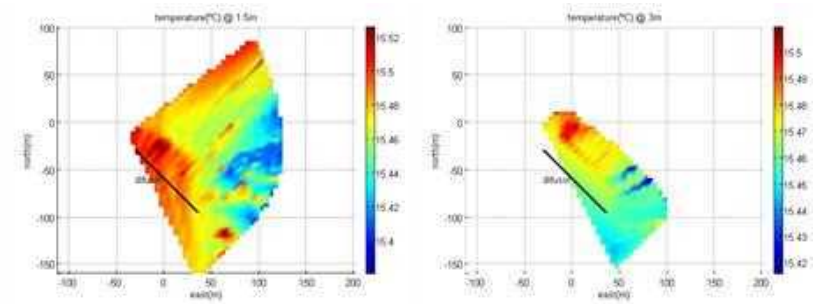


Figura 4. Mapas da distribuição da temperatura relativa às profundidades de 1.5 m e 3 m.

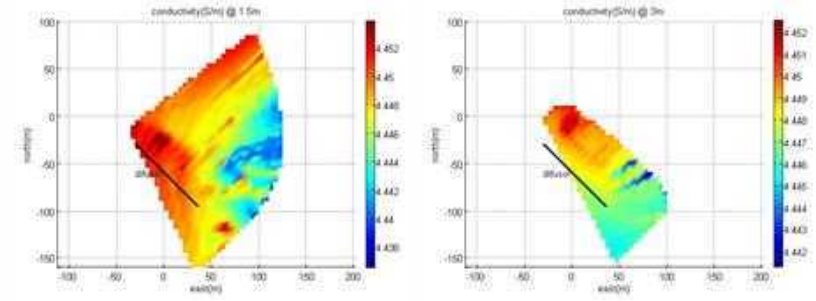


Figura 5. Mapas da distribuição da condutividade relativa às profundidades de 1.5 m e 3 m.

Nestes mapas pode detectar-se a presença da pluma de efluente através da diminuição da temperatura e da condutividade do meio. Note-se que a diferença máxima de temperatura detectada é da ordem de 0.1 ºC e que a diferença máxima de condutividade registada é inferior a 0.01 S/m. Refira-se que estas diferenças reduzidas apenas foram possíveis de detectar dada a elevada sensibilidade da sonda CTD utilizada. Embora a zona de operação definida para o VSA não tivesse sido suficientemente extensa de modo a permitir um

completo mapeamento da pluma, é possível verificar que à profundidade de 1.5 m a pluma de efluente se estende entre as direcções nordeste e sudeste a partir do ponto médio do difusor. Os dados recolhidos a 3 m de profundidade indicam uma maior proximidade da pluma ao difusor, tal como seria de esperar. Contudo, a zona de operação coberta a esta profundidade não permite uma caracterização mais precisa da pluma. Nesta profundidade a pluma é detectada na direcção Este do ponto médio do difusor.
Com base nas medidas de temperatura, condutividade e pressão é possível determinar a salinidade do meio, cuja distribuição relativa às profundidades de 1.5 m e 3 m se apresenta na Figura 6.

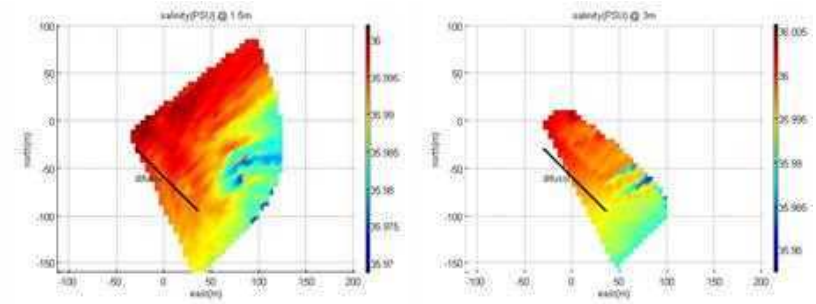


Figura 6. Mapas da distribuição da salinidade relativa às profundidades de 1.5 m e 3 m.

Também aqui se confirma a presença da pluma à profundidade de 1.5 m entre as direcções nordeste e sudeste a partir do ponto médio do difusor, e à profundidade de 3 m na direcção Este do ponto médio do difusor.
Estes resultados comprovam que as medições de condutividade, temperatura e pressão obtidas com o VSA permitiram uma fácil identificação da zona de extensão da pluma de efluente proveniente do emissário submarino. Este facto é digno de relevo uma vez que o baixo caudal de efluente resulta numa rápida diluição deste no meio receptor, originando reduzidas assinaturas em termos das grandezas consideradas.

5 CONCLUSÕES

O VSA MARES constitui uma tecnologia de vanguarda para monitorização ambiental de emissários submarinos. Os resultados mais recentes obtidos numa campanha de monitorização ao emissário submarino da Foz do Arelho usando dados de CTD mostram que a elevada sensibilidade da sonda utilizada permite identificar de forma clara a extensão da pluma no meio receptor.
Este trabalho permitiu também concluir que para que seja possível a estimação da diluição proporcionada pelo emissário, dado fundamental para a avaliação do impacte ambiental da descarga, é necessário complementar a informação fornecida pelo CTD com outro tipo de medidas. Para colmatar esta necessidade foram recentemente instalados no VSA MARES dois sensores ópticos multi-comprimento de onda que permitirão obter uma assinatura clara do campo de escoamento e a quantificação dos seus componentes.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi desenvolvido no âmbito do projecto WWECO – Avaliação de impacte ambiental e modelização de descargas de água residuais usando observações bio-ópticas de veículos submarinos autónomos - financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia ao abrigo do Programa de Projectos de Investigação em todos os domínos científicos (ref. PTDC/MAR/74059/2006).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Hunt, C. D. et al. (2002). Massachusetts Water Resources Authority Effluent Outfall Dilution: April 2001, July 2001, Report ENQUAD, Boston: Massachusetts Water Resources Authority.
Cruz N., Matos A. (2008). The MARES AUV, a Modular Autonomous Robot for Environment Sampling. *Proceedings of the MTS-IEEE Conference Oceans'2008*, Quebec, Canada.
Santos N., Matos A., Cruz N. (2008). Navigation of an Autonomous Underwater Vehicle in a Mobile Network. *Proceedings of the MTS-IEEE Conference Oceans'2008*, Quebec, Canada.
Ramos P., Neves M. (2009). Environmental Impact Assessment and Management of Sewage Outfall Discharges using AUV's. in *Underwater Vehicles*, A. Inzartsev (ed.), ISBN 978-953-7619-49-7, In-Tech, Austria.
Ramos P., Carvalho S. (2008). Foz do Arelho Outfall Plume Predictive Study. *Proceedings of the MTS-IEEE Conference Oceans'2008*, Quebec, Canada.
Ramos P. (2005). Advanced mathematical modeling for outfall plume tracking and management using autonomous underwater vehicles based systems. PhD Thesis, FEUP.
Petrenko A.A., Jones B.H., Dickey T.D. (1998). Shape and initial dilution of sand island, Hawaii sewage plume, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE 124(6), pp. 565 -571.
Washburn L., Jones B.H., Bratkovich A., Dickey T.D., Chen M. (1992). Mixing, dispersion, and resuspension in vicinity of ocean wastewater plume, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE 118(1), pp. 38-58.
Wu Y., Washburn L., Jones B.H. (1994). Buoyant plume dispersion in a coastal environment: evolving plume structure and dynamics, *Continental Shelf Resear*ch 14(9), pp. 1001-1023.

MONITORIZAÇÃO E MEDIÇÃO DO DESEMPENHO NO SECTOR DOS RESÍDUOS SÓLIDOS: APLICAÇÃO DE INDICADORES NO MUNICÍPIO DE LOULÉ

Ana Carina SANTOS ([1]); Paula MENDES ([2]); Margarida RIBAU TEIXEIRA ([3]); Eurico MURTA ([4]); Joaquim GUERREIRO ([5])

RESUMO

Nos dias que correm, independentemente do tipo de organização, tanto do sector público como do privado, a informação e o tratamento da mesma através de Indicadores de Desempenho (ID) assume cada vez mais um papel fulcral. A monitorização, medição e avaliação do desempenho através de ID permite não só desenvolver acções e tomadas de decisão racionais devidamente sustentadas, mas também fornece informações essenciais para a melhoria ou manutenção dos serviços, reflectindo os níveis do serviço nas várias componentes de gestão.

O presente artigo tem como objectivo apresentar a aplicação e análise de um conjunto de indicadores de desempenho integrado no modelo de gestão Balanced Scorecard (BSC) aplicado ao sector dos resíduos urbanos na Divisão de Salubridade e Resíduos Sólidos (DSRS) pertencente ao Departamento de Ambiente e Serviços Urbanos (DASU) da Câmara Municipal de Loulé (CML).

Verificou-se através da análise dos ID do BSC, no período de referência de 2007 a 2009, uma evolução positiva no cumprimento dos seus objectivos. Foi possível sintetizar informação e identificar tendências positivas tanto internamente como comparativamente com outras entidades, bem como a necessidade de empreender medidas que auxiliem na melhoria do seu desempenho e produtividade.

PALAVRAS-CHAVE: *Benchmarking,* gestão de resíduos urbanos, indicadores de desempenho e monitorização.

[1] Licenciada em Química, Técnico Superior da Divisão de Salubridade e Resíduos Sólidos, Câmara Municipal de Loulé, Praça da República, 8100 Loulé, e-mail: ana.santos@cm-loule.pt, Tel: +351 289 400 600, Fax: +351 289 415 557;

[2] Eng.ª do Ambiente, MSc, PGrd; Chefe de Divisão de Resíduos Sólidos e Urbanos, Câmara Municipal de Loulé, Praça da República, 8100 Loulé, e-mail: paula.mendes@cm-loule.pt, Tel: +351 289 400 600, Fax: +351 289 415 557;

[3] Professora Auxiliar, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade do Algarve, 8005-139 Faro, e-mail:mribau@ualg.pt, Tel: +351 289 800 900, Fax: +351 289 800 069;

[4] Eng.º Mecânico, Director de Departamento de Ambiente e Serviços Urbanos, Câmara Municipal de Loulé, Praça da República, 8100 Loulé, e-mail: eurico.murta@ cm-loule.pt; Tel: +351 289 400 600, Fax: +351 289 415 557.

[5] Vereador, Câmara Municipal de Loulé, Praça da República, 8100 Loulé, e-mail: joaquim.guerreiro@cm-loule.pt, Tel: +351 289 400 600, Fax: +351 289 415 557.

1. INTRODUÇÃO

O crescimento indiscriminado e não controlado da produção de resíduos representa riscos na saúde pública e acarreta consequências negativas em termos estéticos, económicos, sociais e ambientais. Em Portugal tem-se feito um esforço considerável para a eliminação dos passivos negativos deste sector. O reconhecimento do valor dos resíduos através da introdução da análise do ciclo de vida e a modernização da sua gestão em prol da redução da geração de resíduos e a sua utilização como recurso assumem-se como eixos de actuação prioritários.

A responsabilidade sobre a gestão dos resíduos cabe, de acordo com o regime jurídico em vigor, aos Municípios, os quais têm como função assegurar a regulamentação, orientar e fiscalizar a concepção, execução, gestão e exploração dos sistemas, bem como regular a exploração das componentes do sistema e garantir o equilíbrio entre a sustentabilidade económica e qualidade dos serviços prestados (Teixeira *et al.,* 2004). Para tal, adoptam políticas de natureza ambiental e operacional definidas no instrumento estratégico de regulação nacional do sector para o período de 2007 a 2016, o Plano Estratégico de Resíduos Sólidos Urbanos II (PERSU II). Este plano define claramente as metas a atingir e as acções a implementar tendo em consideração os objectivos e eixos de intervenção orientadores do quadro legal comunitário e nacional (MAOTDR, 2007; ERSAR, 2009a). Aposta fortemente na prevenção de resíduos (redução da quantidade de produção e redução da sua perigosidade), na reciclagem e na valorização da matéria orgânica (Vieira e Baptista, 2008), bem como na sustentabilidade e optimização dos sistemas de gestão corrigindo disfunções operativas nos recursos técnicos, humanos e financeiros disponíveis através da avaliação e análise do desempenho (Teixeira *et al.,* 2004).

A gestão dos resíduos em Portugal encontra-se sobre a alçada da Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR). Este organismo regulatório tem como principais objectivos: (a) assegurar um equilíbrio dos tarifários; (b) responsabilizar, supervisionar, monitorizar e avaliar a qualidade geral do serviço e (c) consolidar o direito público à informação geral sobre o sector e as entidades gestoras (EG) através de *benchmarking*, mediante a publicação e comparação periódica de um conjunto de indicadores de gestão que fomenta a competitividade e o incentivo ao desempenho. Assim neste contexto de regulamentação, justifica-se a necessidade de se aplicar instrumentos de gestão que auxiliem na monitorização dos elementos essenciais à gestão de resíduos (Coelho e Alegre, 1999). A aplicação de uma metodologia de monitorização e acompanhamento através de Indicadores de Desempenho (ID) permite um processo de aprendizagem organizacional, criando uma visão geral das actividades e dos seus níveis de serviço (Mayston, 1985; Jones e Holzer, 2001; Dooren, 2005) e identificando as necessidades de adopção de medidas adicionais, razão pela qual assume um papel prioritário.

Hakkinem (2001) e Partidário (2000) afirmam que os ID simplificam e condensam o mais possível a informação necessária para retratar de forma fiel o desempenho das EG, identificando os parâmetros e aspectos mais pertinentes e significativos (que se traduz numa redução do número de medições). Paralelamente apresentam-se de fácil aplicação e interpretação, fornecendo informações rápidas e úteis sobre o estado do processo. Como tal, a utilização de ID como sistema de avaliação de desempenho tem vindo a ser

largamente aplicada e, tal como o PERSU II pretende, permitem através da confrontação analisar tendências e comparar sistemas de gestão de resíduos a vários níveis: EG, regional, nacional e até internacional (*benchmarking*). Esta comparação e verificação sistemática das evoluções registadas, que incide em áreas como a formação dos quadros técnicos, utilização de recursos, gestão ambiental, equipamentos e desenvolvimento de metodologias técnicas ou procedimentos permitirá, segundo Teixeira *et al.* (2004), aferir a adequação das medidas tomadas para a concretização dos objectivos definidos por parte das EG dos sistemas de gestão de resíduos. Para além disto, possibilitam a criação de um quadro referência de avaliação do desempenho, funcionando como instrumento de apoio à decisão e implementação de planos estratégicos (Teixeira e Beja Neves, 2004), e podem estar associados a sistemas de gestão que resultarão no controlo e melhoria contínua dos processos, através do PDCA *(Plan-Do-Check-Act*) ou ciclo de *Deming.*

O *Balanced Scorecard* (BSC) é um exemplo de ferramenta de gestão moderna e flexível que recorre à monitorização e controlo através de ID e que inevitavelmente usa o ciclo PDCA. Trata-se de uma ferramenta de gestão focalizada em resultados que funciona como um sistema de medição, de gestão estratégica e de comunicação que permite a articulação, a integração e o aproveitamento de sinergias (Pinto, 2007), pois (a) organiza de forma lógica e objectiva, os conceitos e ideias da visão estratégica das organizações em perspectivas enquadrando numa relação causa-efeito objectivos, indicadores, metas, iniciativas, recursos e responsabilidades (Kaplan e Norton, 1993); (b) funciona como um instrumento dinâmico e educacional de permanente aprendizagem e inovação, adequado às necessidades e realidades da sociedade analisando todas as capacidades e possibilidades de sinergias para a resolução da problemática da gestão de resíduos; (c) fomenta o feedback; (d) promove a coordenação, integração, hierarquia e tomadas de decisão sustentáveis; e (e) melhora as actividades com uma melhor alocação e mobilização de recursos. Para a sistematização do processamento de dados e avaliação do desempenho do sistema de gestão é necessário recorrer aos ID como ferramentas de apoio diagnóstico de gestão que permitem avaliar e prever a evolução de determinadas variáveis caracterizadoras, dos aspectos condicionantes do sistema.

Assim, este artigo tem como objectivo aplicar e analisar, no período de referência de 2007 a 2009, a metodologia de avaliação e monitorização do desempenho desenvolvida no decorrer da implementação do modelo de gestão integrada BSC na Divisão de Salubridade e Resíduos Sólidos (DSRS), entidade responsável pela gestão de resíduos no Concelho de Loulé, realizando dentro do possível um *benchmarking* com EG semelhantes apresentadas no Relatório Anual do Sector da Água e Resíduos em Portugal (RASARP) de 2008 elaborado pela ERSAR.

2. APLICAÇÃO AO CASO DE ESTUDO: DSRS

2.1. Caracterização do Sistema de Gestão de Resíduos

O sistema de gestão de resíduos do Concelho de Loulé funciona num regime de gestão em "baixa", ou seja, a remoção e transporte a destino final dos resíduos urbanos e equiparados é processada num modelo de gestão misto, em que a DSRS é responsável pela recolha, transporte e deposição em estações de transferência dos resíduos indiferenciada, de

monstros, biodegradáveis e outros resíduos equiparados, e a recolha selectiva bem como o encaminhamento a destino final, é da responsabilidade da empresa multimunicipal ALGAR S.A.

A crescente pressão para uma gestão adequada imposta pelo facto da principal actividade económica do Concelho de Loulé ser o Turismo e pela necessidade de um planeamento e definição das prioridades de actuação em consonância com a legislação comunitária e nacional relevante para a regulamentação institucional e técnica, motivou a DSRS para a necessidade de se modernizar, monitorizar os procedimentos de gestão e defender e proteger os interesses dos utilizadores do serviço e trabalhadores. Para o efeito, decorrente das necessidades ambientais, da qualidade do serviço prestado e higiene e segurança no trabalho, que o sector em causa abrange e do aproveitamento de sinergias, fazem parte da sua gestão ferramentas como o Sistema Integrado de Gestão da Qualidade e Ambiente (SIGQA) de acordo com as Normas NP EN ISO 9001:2008 e NP EN ISO 14001:2004, o Sistema de Gestão de Higiene e Segurança do Trabalho (SGHST) de acordo com o referencial normativo OHSAS 18001:2007. Os eixos de intervenção descritos por estes sistemas de gestão assumiram um papel fundamental numa cultura pró activa direccionada para o aumento da satisfação do cliente e trabalhadores, identificação das suas necessidades e melhoria do desempenho. O recurso a estes sistemas estruturados e organizados proporcionaram ainda o desenvolvimento e integração do modelo de gestão BSC, que com um sistema de avaliação de ID coerente e articulado, permite a caracterização das diversas componentes do sistema de gestão de resíduos urbanos da DSRS.

2.2. Metodologia do sistema de ID do BSC

O sistema de ID do BSC decorre de um aproveitamento de sinergias entre os sistemas de gestão implementados na DSRS, servindo o BSC como estrutura central. Encontra-se estruturado segundo as perspectivas originais do Kaplan e Norton (1992) que, numa relação causa-efeito traduzem a evolução das práticas de gestão e a eficácia dos processos a nível ambiental, financeiro, social, operacional e recursos humanos.

A metodologia do sistema de ID decorre de um processo faseado iniciando-se com a definição do âmbito da aplicação. Neste, a DSRS, estabeleceu a necessidade de efectuar uma avaliação contínua normalizada capaz de ser divulgada internamente e integrar num *benchmarking,* tendo definido como aspectos fundamentais para a avaliação da actividade de recolha e transporte de resíduos urbanos: (a) a satisfação dos utentes; (b) a optimização da alocação dos recursos financeiros, humanos, tecnológicos; (c) a análise da tendência da produção dos resíduos; (d) a redução do impacte negativo dos resíduos nos valores sociais e ambientais; (e) o desenvolvimento cultural de inovação e actualização; e (f) o incentivo à interacção e colaboração da comunidade com um alto nível de comunicação e informação. Outra fase fundamental neste sistema é o estabelecimento de um método padronizado de todas as etapas preparatórias e respectivos procedimentos (Quadro 1).

O desenvolvimento dos ID realizado é gradual, começando por um vasto número de indicadores até evoluir para um número reduzido interdependentes entre si de fácil determinação e compreensão, expresso em unidades palpáveis e concisas do SI (Sistema

Internacional) ou em percentagem, verificáveis, objectivos, capazes de integrar uma monitorização de rotina e futuras comparações de desempenho com outras EG.

Quadro 1. Fases de Desenvolvimento do Sistema de ID.

Etapas	Descrição
1	Definição de critérios de selecção
2	Identificação dos ID – Pré-selecção
3	Identificação dos dados requeridos
4	Estabelecimento dos procedimentos de recolha de dados
5	Análise e selecção dos dados
6	Criação de uma base de dados
7	Elaboração de fichas de monitorização de ID
8	Afinação da pré-selecção dos ID
9	Definição da frequência de cálculo dos ID
10	Cálculo e análise dos ID
11	Confirmação da selecção dos ID
12	Atribuição dos níveis de Importância
13	Definição de metas
14	Divulgação dos ID
15	Definição e divulgação de planos de acções

No Quadro 2 apresenta-se um conjunto de ID que permitem obter um controlo e acompanhamento do desempenho do sistema de gestão. A sua monitorização realiza-se de forma participativa anualmente, integrando todos os elementos básicos definidos e executados na sua maioria através das acções ou actividades diárias. É esta monitorização integrada e participativa que fornece as informações de suporte à decisão, permitindo que, de forma continuada, se avaliem as hipóteses explicitadas e se introduzam as alterações necessárias à sua adequação e adaptação.

Na **perspectiva dos clientes** pretende-se analisar a capacidade de satisfazer as expectativas dos utentes com uma prestação de serviço de recolha e transporte de resíduos de excelência, que pode ser medida através do índice de satisfação. Nos **processos internos** procura-se manter uma estrutura integrada, eficiente, produtiva e eficaz das operações de gestão (operacional, higiene e segurança no trabalho, ambiental e social, recursos humanos, processos de inovação e clientes/utentes), visando o desenvolvimento sustentável e a prestação de serviços com qualidade. O indicador da quantidade de resíduos produzidos totais abrangendo os indiferenciados, monstros, recicláveis, biodegradáveis e outros equiparados, bem como o da deposição em aterro e da capitação dos resíduos indiferenciados processados em época alta e baixa pretendem monitorizar as

exigências da DSRS com as referidas no RASARP de 2008: (a) estabilização dos resíduos depositados em aterro e dos sujeitos a incineração, e (b) aumento da valorização orgânica e da reciclagem (ERSAR, 2009a). Dentro da **perspectiva de aprendizagem e crescimento**, procura-se actualizar e crescer em função de uma melhoria contínua do desempenho, combinando o capital humano, de informação e organizacional, e valorizar a satisfação pessoal. Como forma de monitorizar o aumento das competências profissionais analisa-se o indicador dimensão do quadro de pessoal equivalente a tempo inteiro e em termos de treino e formação dos trabalhadores apresenta-se as horas totais de formação. Na **perspectiva financeira** procura-se garantir a integridade financeira e um desenvolvimento estável através do cumprimento e optimização do orçamento. Como tal, neste contexto apresenta-se o indicador custos com a deposição de resíduos em aterro, ou seja, todos os resíduos indiferenciados, biodegradáveis, monstros e outros.

Quadro 2. Sistema de ID do BSC da DSRS.

Perspectivas	Expressão do Indicador de Desempenho	N.º Equa-ção	Comentário/Explicação dos ID
Clientes	Índice de Satisfação do Munícipe (%) = N.º de questionários com ≥ BOM x 100 / N.º total de questionários	**1**	ID que representa a informação sobre a satisfação do munícipe e a necessidade de melhorar os serviços prestados indo ao encontro das suas expectativas, sendo obtido através de questionários efectuados pessoalmente de modo aleatório aos utentes ou por via telefónica.
Processos Internos	Resíduos Produzidos Totais (t) = somatório dos resíduos indiferenciados, monstros, recicláveis, biodegradáveis e outros	**2**	ID que se apresenta como um valor exacto que resulta da combinação de todos os resíduos produzidos no Concelho e destina-se a avaliar o nível de sustentabilidade em termos de quantificação e diferenciação de resíduos produzidos.
	Deposição em Aterro (%) = Quantidade de resíduos urbanos depositados em aterro x 100 / Quantidade de resíduos urbanos recolhidos	**3**	ID que pretende avaliar através da percentagem de resíduos urbanos recolhidos na área de intervenção, o nível de sustentabilidade ambiental, e como tal, de acordo com os eixos de intervenção do PERSU II, deve ter o valor mais reduzido possível.
	Capitação dos Resíduos Indiferenciados (kg/hab.dia) = Quantidade de resíduos indiferenciados produzidos / População residente por dia	**4**	ID que traduz a produção diária de resíduos urbanos misturados provenientes de contentores de utilização individual e colectiva por habitante. Dividido em capitação por duas épocas: época alta (01 de Junho a 31 de Setembro), correspondente aos meses de Verão com maior afluência turística, e época baixa (01 de Outubro a 31 de Maio), correspondente na sua maioria só aos residentes.
	Utilização de Recursos Energéticos (l/t) = Consumo de combustível na recolha de resíduos urbanos / Quantidade de resíduos urbanos recolhidos	**5**	ID necessário para promover um desenvolvimento sustentável.
	Taxa de Reciclagem (%) = Quantidade de recicláveis (embalagens, vidro, papel e cartão) / Quantidade de resíduos produzidos totais	**6**	ID que fornece informações sobre a consciencialização dos utentes e o seu envolvimento e compromisso para com o desenvolvimento sustentável, devendo este valor ser o mais elevado possível. Define-se pela quantidade de resíduos (papel/cartão, embalagens e vidro) recolhidos selectivamente em ecopontos, ecocentros, grandes produtores e envolventes.
	Taxa de Valorização Orgânica (%) = Quantidade de biodegradáveis enviados para compostagem x 100 / Quantidade de biodegradáveis recolhidos	**7**	ID que se destina a avaliar o nível de sustentabilidade em termos de valorização de biodegradáveis, ou seja, a quantidade enviada para compostagem. O PERSU II prevê uma redução dos resíduos urbanos biodegradáveis e aumento do índice de resíduos sujeitos a compostagem.
Aprendizagem e Crescimento	Dimensão do Quadro de Pessoal a Tempo Inteiro (N.º trab/10^3.t) = N.º de trabalhadores afectos à gestão de resíduos / Quantidade de resíduos urbanos recolhidos x 10^3	**8**	ID que se destina a avaliar o nível de sustentabilidade do sistema de gestão em termos de recursos humanos.
	Horas Totais de Formação (h/trab.ano) = N.º de horas de formação / N.º de trabalhadores afectos à gestão de resíduos	**9**	ID que avalia o nível de aprendizagem e formação dos trabalhadores da DSRS afectos à gestão de resíduos.

Financeira	Custos de Deposição de Resíduos (€) = somatório dos custos da deposição dos resíduos em aterro	**10**	ID que auxilia na avaliação do cumprimento e optimização do orçamento. Traduz os custos totais dos resíduos (indiferenciados, biodegradáveis, monstros e outros) cujo destino é o aterro. Trata-se de um valor concreto que diz respeito à taxa fixa de deposição não estando incluída ainda a taxa do IVA em vigor para o efeito.

3. APLICAÇÃO DOS ID E RESULTADOS

3.1. Perspectiva dos Clientes

O desempenho verificado pelo **índice de satisfação do munícipe** (equação 1 do Quadro 2) pode ser avaliado como satisfatório, apresentando uma tendência evolutiva positiva, razão pela qual se preconiza para 2010 um aumento de cerca de 4% que corresponde a uma meta de 65% (Figura 1).

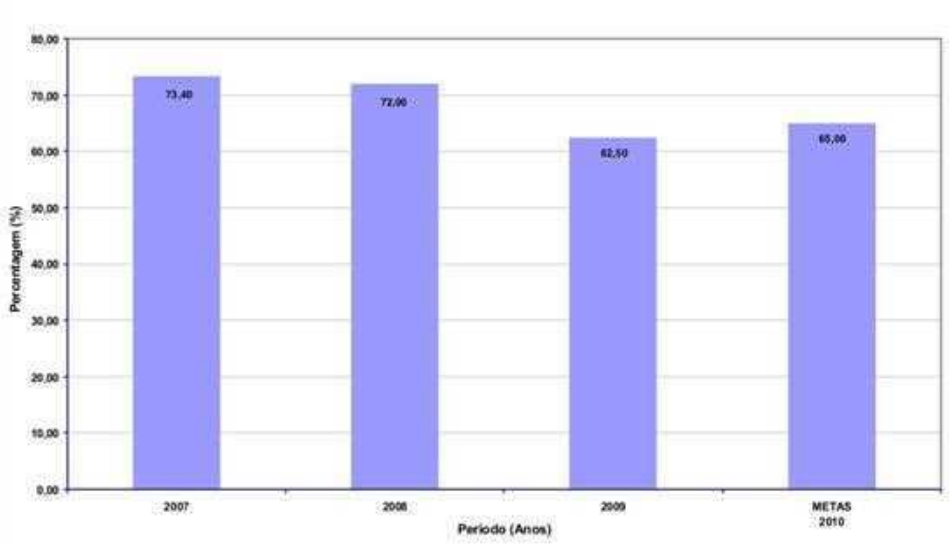


Figura 1. Índice de satisfação do munícipe (%).

3.2. Perspectiva dos Processos Internos

A quantidade dos **resíduos totais produzidos** (equação 2 do Quadro 2) tem vindo a aumentar, exceptuando o ano de 2009 (Figura 2).

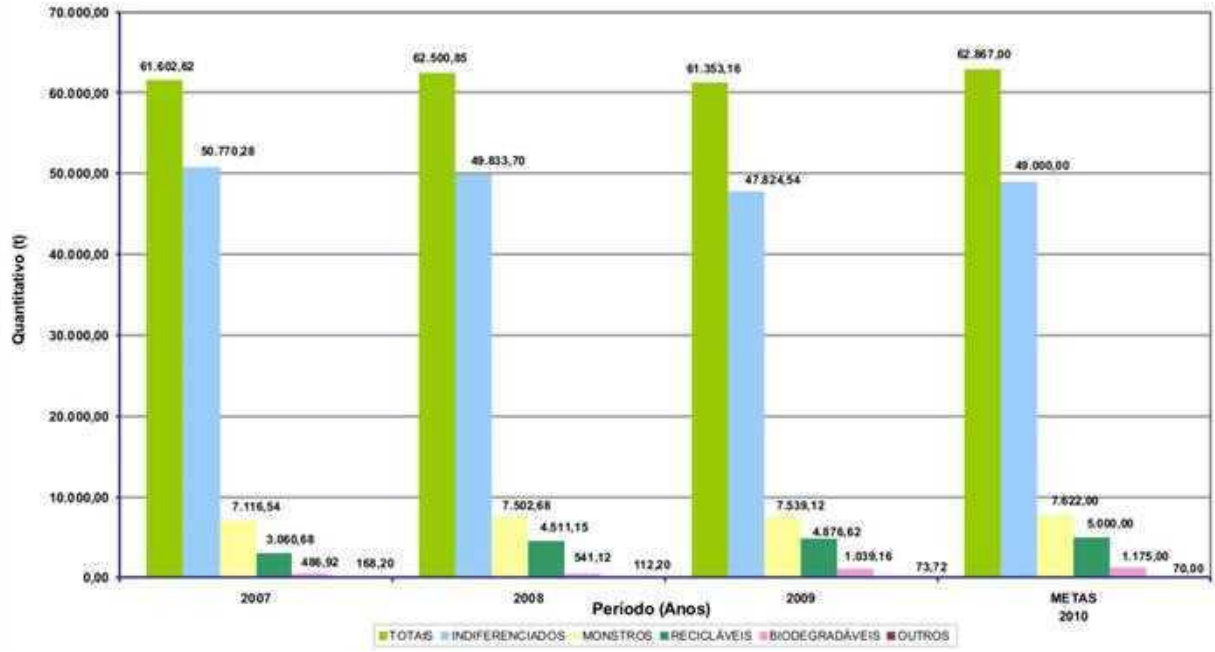


Figura 2. Resíduos totais produzidos: indiferenciados, monstros, recicláveis, biodegradáveis e outros (t).

Os indiferenciados têm vindo a sofrer uma redução, ao passo que os monstros, os recicláveis e os biodegradáveis têm vindo a aumentar. Este facto apresenta-se positivo, pois demonstra uma preocupação por parte dos utentes pelo seu correcto encaminhamento, evitando misturas com os indiferenciados e abandono na via pública. Os Outros resíduos (todos os resíduos que não se enquadram nas classes já mencionadas) também têm vindo a reduzir a sua quantidade (Figura 2). Aguarda-se por um aumento de cerca de 2,5% da quantidade de resíduos produzidos para 2010.

Em termos do encaminhamento para destino final de resíduos, os aterros continuam a ser o destino preferencial dos resíduos urbanos em Portugal. Em 2008 cerca de 65% dos resíduos produzidos tiveram como destino estas infra-estruturas (ERSAR, 2009a), devendo este valor ser o mais reduzido possível (ERSAR, 2009b). Dos resíduos recolhidos no Concelho de Loulé pela DSRS (indiferenciados, biodegradáveis e monstros) apenas uma parte dos biodegradáveis é sujeita a compostagem e cerca de 3% dos monstros recolhidos vão para valorização, resultando tal como se pode verificar na Figura 3, em que cerca de 99% dos resíduos recolhidos directamente pela DSRS em 2008 são **depositados em aterro** (equação 3 do Quadro 2). Situação que resulta em certa medida, da falta de alternativas possíveis ao aterro para o tratamento dos resíduos, e que o apesar disso, o Concelho de Loulé tem vindo a apresentar uma evolução favorável embora reduzida.

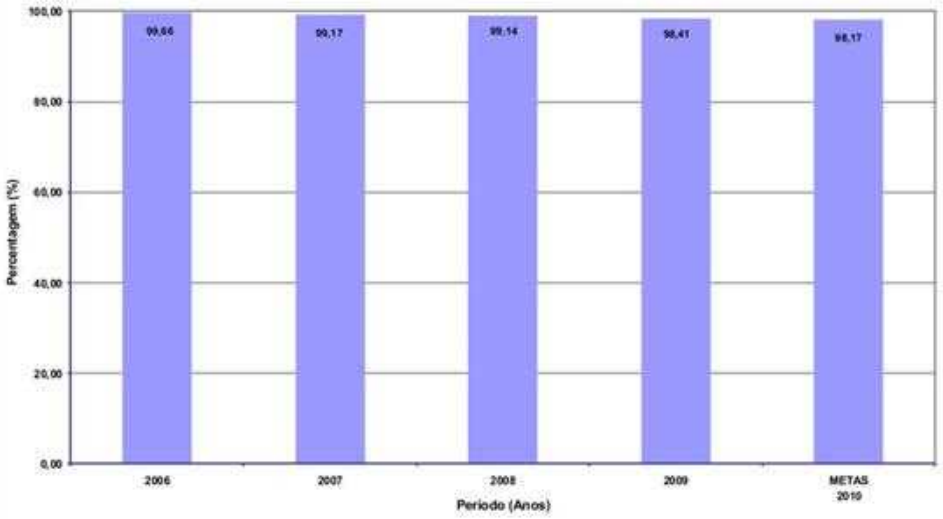


Figura 3. Deposição em aterro (%).

Segundo o RASARP 2008, a capitação em Portugal tem vindo a registar uma ligeira evolução de crescimento com tendência para estabilizar em cerca de 1,4 kg/hab.dia (ERSAR, 2009a). No Concelho de Loulé verifica-se de igual modo a mesma tendência da evolução de crescimento, mas a estagnar perto dos 2,0 kg/hab.dia. Situação que em parte de deve ao facto do Concelho de Loulé derivado da actividade turística apresentar elevadas flutuações populacionais, que inevitavelmente também se repercutem na produção de resíduos. A **quantidade de resíduos produzida *per capita*** (equação 4 do Quadro 2) **em época alta** tem vindo a diminuir, prevendo-se para 2010 a consolidação do valor de 2008 e 2009 para aproximadamente 2,6 kg/hab.dia (Figura 4). O mesmo se verifica para a **época baixa**, em que ocorreu uma ligeira diminuição a produção *per capita,* prevendo-se para 2010 um valor entre 1,84 a 1,73 kg/hab.dia, mais concretamente cerca de 1,77kg/hab.dia (Figura 4).

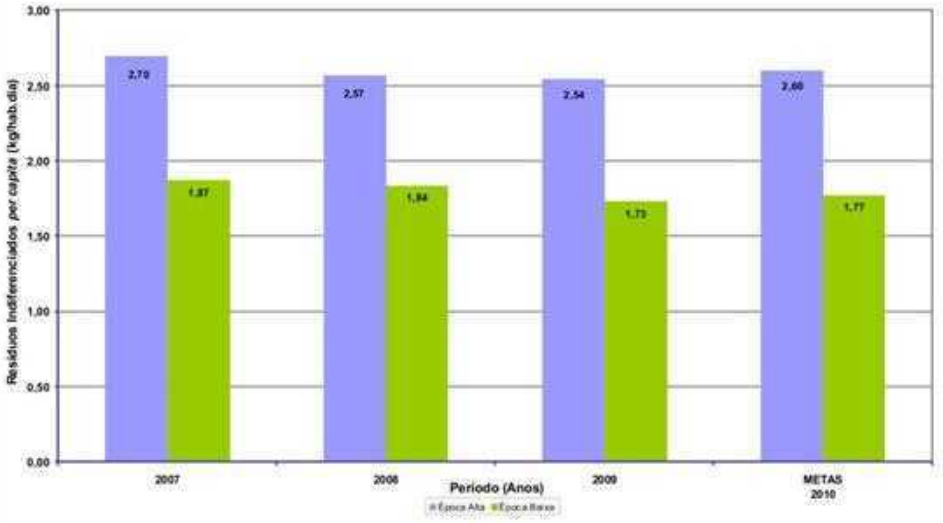


Figura 4. Resíduos indiferenciados processados *per capita* em época alta e época baixa (kg/hab.dia).

A média ponderada da **utilização de recursos energéticos** (equação 5 do Quadro 2) das EG em baixa é, segundo o presente no RASARP (2008), de 5,7 l/t, e corresponde a uma boa qualidade de serviço global indiciando uma correcta utilização de recursos energéticos (ERSAR, 2009b). A DSRS apresenta um valor inferior mas próximo da média ponderada e que indicia uma estabilização (Figura 5).

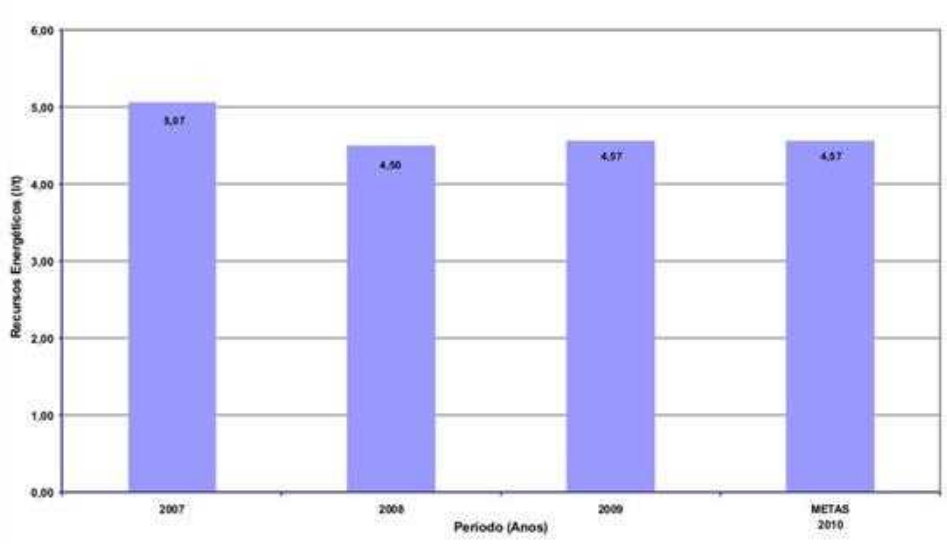


Figura 5. Utilização dos recursos energéticos (l/t).

Segundo RASARP (2008), as EG em baixa apresentam na globalidade em termos de **taxa de reciclagem** (equação 6 do Quadro 2) uma média ponderada de 13,5%, com uma dispersão significativa de valores desde o máximo e mínimo de, respectivamente 17,2 e 6,1% (ERSAR, 2009b). Valores que correspondem uma evolução favorável da quantidade de resíduos recolhidos nas EG analisadas e que o Concelho de Loulé também acompanha apresentando em 2008 um valor de 6,97% com tendência a aumentar, pois o registo de 2009 é de 7,79% conforme apresentado na Figura 6, preconizando-se um aumento na ordem dos 3% para 2010.

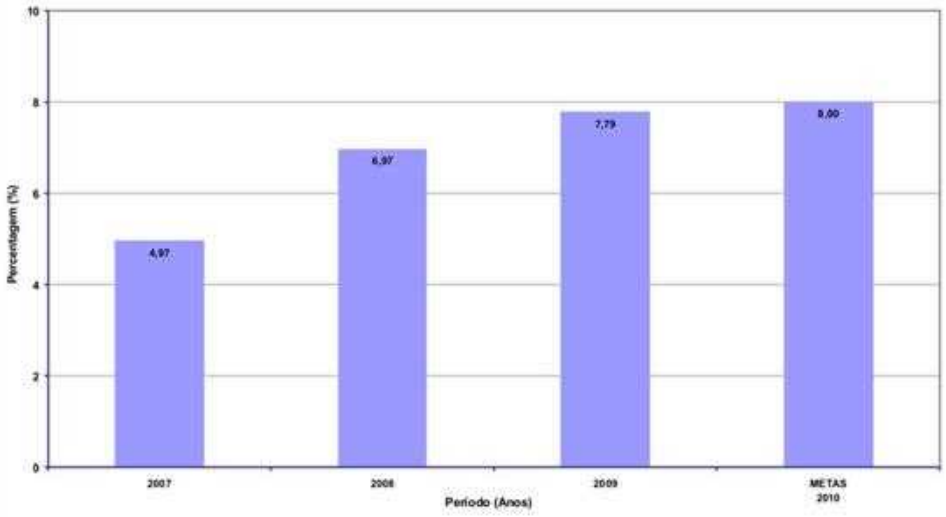


Figura 6. Taxa de reciclagem (%).

O RASARP (2008) apresenta ainda uma análise das EG sobre a reciclagem por fileira de resíduos, na qual revela em termos de embalagens, uma boa qualidade de serviço global (uma média ponderada de 9,8% com valores máximo e mínimo de, respectivamente, 12,9 e 6,1%) (ERSAR, 2009b). Em termos de fileira de resíduos, o Concelho de Loulé apresenta em 2008, uma diminuição da taxa de valorização de vidro e um aumento do papel/cartão e embalagens, correspondendo a taxa deste último a 13,96%, valor superior à média ponderada apresentada para as EG no RASARP (2008).

O indicador **taxa de valorização orgânica** (equação 7 do Quadro 2) apresentado na Figura 7 demonstra uma evolução positiva de 2007 para 2009 no Concelho de Loulé. Em 2010 espera-se ultrapassar o valor obtido em 2009, prevendo-se um aumento de cerca de 10%, com uma taxa de valorização de biodegradáveis de aproximadamente 70%.

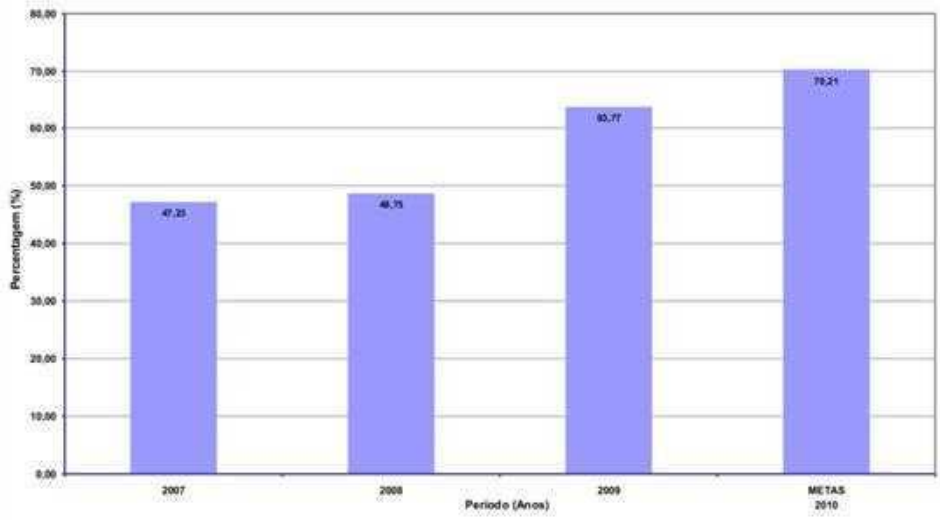


Figura 7. Taxa de valorização orgânica (%).

3.3. Perspectiva Aprendizagem e Crescimento

De acordo com RASARP (2008), o indicador **recursos humanos**, por nós designado por **dimensão do quadro de pessoal equivalente a tempo inteiro** (equação 8 do Quadro 2) reflecte uma boa sustentabilidade da qualidade de serviço para valores situados abaixo de 2,50 trabalhadores/10^3t, mediana, para valores de 2,50 a 3,0 trabalhadores/10^3t e insatisfatória para valores acima de 3,0 trabalhadores/10^3t (ERSAR, 2009b). A média ponderada do número total equivalente de trabalhadores ao serviço da gestão de resíduos urbanos das EG em baixa, é de 2,25 trabalhadores/10^3t, o que corresponde à existência de um número adequado de trabalhadores. No caso da DSRS, verifica-se a mesma avaliação, pois de acordo com a Figura 8, existem em 2008 1,52 trabalhadores/10^3t, valor que apesar de manter a sustentabilidade tem vindo a diminuir, sendo importante procurar uma adequação permanente dos recursos humanos ao nível da actividade física real.

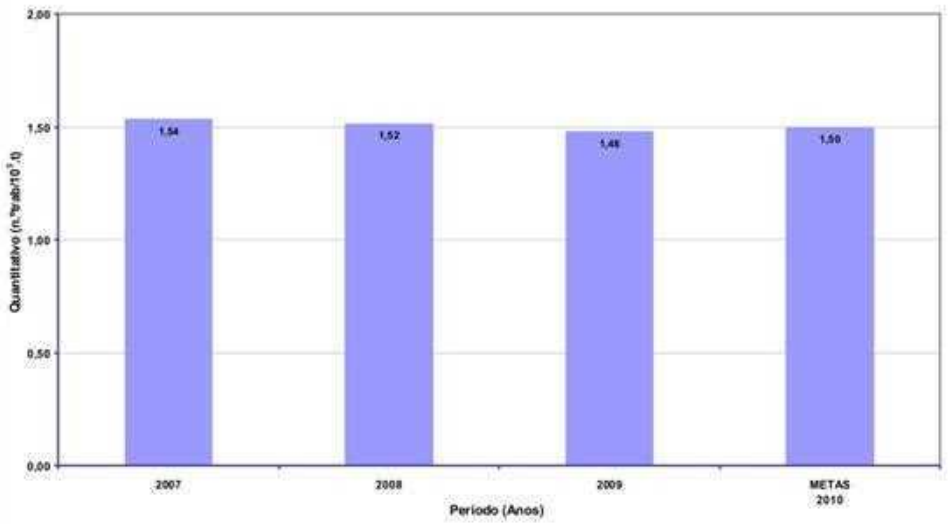


Figura 8. Dimensão do quadro de pessoal equivalente a tempo inteiro (n.ºtrab/10^3.t).

Ainda nesta na mesma perspectiva, segundo a Figura 9, as horas totais de formação (equação 9 do Quadro 2) têm vindo a oscilar, pretendendo-se um aumento para 2010 na ordem dos 14% (2,50 h/trab.ano).

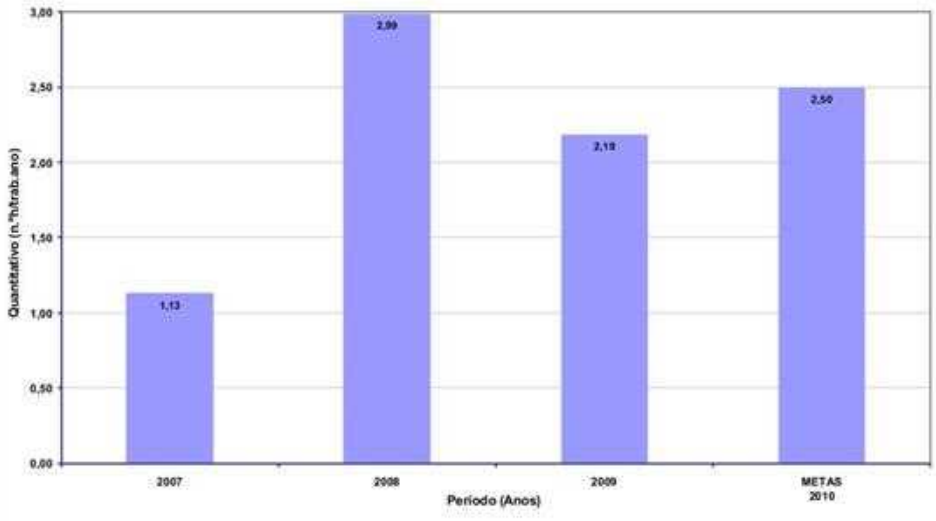


Figura 9. Horas totais de formação (h/trab.ano).

3.4. Perspectiva Financeira

Os **custos de deposição** (equação 10 do Quadro 2) têm vindo a diminuir devido em parte ao aumento da quantidade de resíduos encaminhada para valorização (Figura 10).

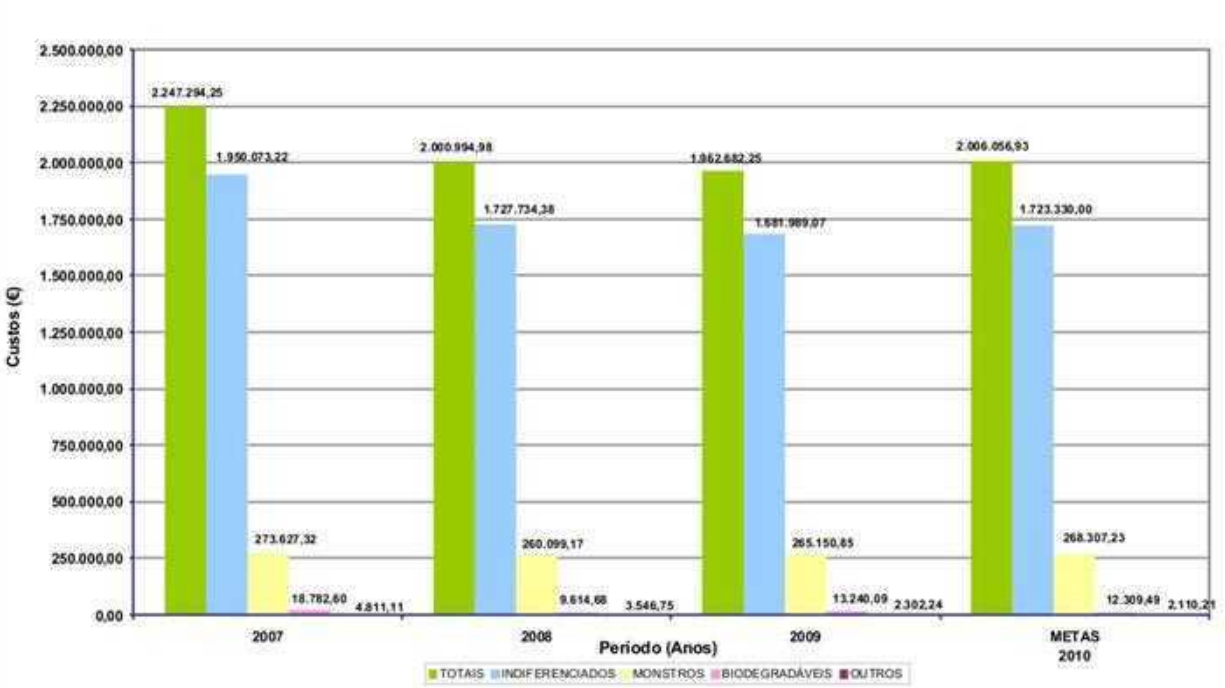


Figura 10. Custos de deposição de resíduos em aterro: indiferenciados, monstros, biodegradáveis e outros (€).

4. CONCLUSÕES

Pretendeu-se com este artigo aplicar e analisar da metodologia de avaliação e monitorização do desempenho desenvolvida no decorrer da implementação do modelo de gestão integrada BSC no período compreendido entre 2007 e 2009 no Concelho de Loulé. Procurou-se seleccionar os ID que resumiam e simplificavam melhor as informações relevantes, fazendo com que determinados fenómenos que ocorrem se tornassem mais aparentes e procedeu-se ainda a uma comparação em 2008 com outras EG similares. Globalmente a DSRS apresenta uma evolução muito positiva no que respeita à: (a) satisfação do utente; (b) redução de resíduos indiferenciados produzidos; (c) maximização da valorização e da reciclagem de resíduos; (d) promoção e valorização dos recursos humanos e (e) sustentabilidade ambiental e utilização dos recursos energéticos.

No entanto, apesar da evolução positiva descrita pelos ID, e dado que a principal motivação da DSRS é o incremento da qualidade dos níveis de serviço prestados, a recolha, processamento e análise de informação, identificação de aspectos ambientais significativos (consumos de combustíveis, produção de resíduos, entre outros), análise da eficácia do controlo operacional, sem comprometer o orçamento e sem negligenciar a regulamentação em vigor, é ainda de propor algumas medidas que se julgam relevantes para a melhoria contínua neste sector nomeadamente: (a) reforço das medidas de sensibilização das populações para a prevenção da produção de resíduos e separação dos resíduos por fileiras, bem como uma maior interacção e colaboração por parte da fiscalização municipal; (b) implementação de alternativas possíveis ao aterro para o tratamento dos resíduos; (c) promoção da gestão da informação em constante actualização e agilizar a sua consulta, devendo para o efeito estruturar um sistema recolha de dados mais sistematizado e sustentável para bem da sua fiabilidade; (d) elaboração e divulgação de relatórios anuais de avaliação de desempenho impulsionadores de tomadas de decisão; (e) instalação de um sistema de georeferenciação de gestão em tempo real com relatórios de actividade; e (f) redimensionamento razoável dos recursos humanos mediante um planeamento de mapas de pessoal e orçamentos.

Verifica-se assim que o sistema de monitorização e avaliação do desempenho do BSC surge como uma ferramenta de gestão de convergência e enquadramento de interesses propiciando um diagnóstico da realidade capaz de sinalizar tendências e possíveis soluções para os problemas enfrentados, dotando o executivo de uma visão panorâmica do desempenho da DSRS.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

COELHO, S.T., ALEGRE, H., (1999). Indicadores do Desempenho de Sistemas de Saneamento Básico, Informação Técnica Hidráulica, 40, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.

DOOREN, W., (2005). What makes organisations measure? Hypotheses on the causes and conditions for performance measurement, *Financial Accountability and Management*, 21(3), 363-383.

ERSAR, (2009a). *Relatório Anual do Sector de Águas e Resíduos em Portugal (2008).* Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos, Vol.1, Caracterização Geral do Sector, Lisboa, Portugal.

ERSAR, (2009b). *Relatório Anual do Sector de Águas e Resíduos em Portugal (2008).* Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos, Vol.3, Avaliação da qualidade do serviço prestado aos utilizadores, Lisboa, Portugal.

HAKKINEM, T., (2001). *City-related Sustainability Indicators State of the art*, CRISP, Finlândia.

JONES, P., HOLZER, M., (2001). Promoting the utilization of performance measures in public organizations: an empirical study of factors affecting adoption and implementation. *Public Administration Review*, 61(6), 693-708.

KAPLAN, R.S., NORTON, D.P., 1993. Putting the balanced scorecard to work. *Harvard Business Review,* 71(5), 134-142.

MAOTDR, (2007). *PERSU II, Plano Estratégico dos Resíduos Sólidos Urbanos, 2007-2016.* Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, Portugal.

MAYSTON, D., (1985). Non-Profit performance indicators in the public sector. *Financial Accountability and Management*, 1(1), 51-73.

PARTIDÁRIO, M.R., (2000). *Indicadores de Qualidade do Ambiente Urbano,* Ministério do Ambiente e do Ordenamento do Território, Lisboa, Portugal.

PINTO, F. 2007. *Balanced Scorecard – Alinhar Mudança, Estratégia e Performance nos Serviços Públicos*, Edições Sílabo, Lisboa, Portugal.

TEIXEIRA, C.A.M, BEJA NEVES, E., (2004). Sistemas de Gestão de Resíduos Sólidos Urbanos – Uma Proposta de Indicadores de Desempenho: Modelo de Indicadores de Desempenho para Sistemas de Gestão de Resíduos Urbanos. In *11.º Encontro Nacional de Saneamento Básico (ENSaB)*, Universidade do Algarve, Outubro, Faro, Portugal.

TEIXEIRA, C.A.M, BENTES, I., GRAÇA, P., CARVALHO, A., CORREIA, H., (2004). Indicadores de desempenho de sistemas de gestão de resíduos urbanos – Caso do Sistema Intermunicipal do Nordeste Transmontano. In *11.º Encontro Nacional de Saneamento Básico (ENSaB)*, Universidade do Algarve, Outubro, Faro, Portugal.

VIEIRA, J.M.P., BAPTISTA, J.M., (2008). Indicadores de Desempenho para Melhoria dos Serviços de Saneamento Básico, *Engenharia Civil*, 33, 87-112.

NOVO MODELO DE EDITAL/CONTRATO DE PERFORMANCE PARA RECUPERAÇÃO DE VOLUME DE ÁGUA

NOMES DOS AUTORES

ROBERVAL TAVARES DE SOUZA (1); MAURÍCIO CARDOSO METEUS (2); ANA LÚCIA OLIVEIRA SCAVASSINI (3); AMÍLTON APARECIDO SCAVASSINI DOS SANTOS (4); LEANDRO ANTONIO DELGADO (5).

QUALIFICAÇÃO DOS AUTORES

(1) Engenheiro Civil, Especialista em Engenharia de Saneamento Básico, Pós Graduado – MBA em Gestão Empresarial, Empregado da Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo – Sabesp, atualmente como Superintendente da Unidade de Negócio Sul da Diretoria Metropolitana, Rua Graham Bell, 647 – ABV – SP – Brasil – CEP – 004740-020, rtsouza@sabesp.com.br.
(2) Químico, Pós Graduado em Engenharia de Saneamento Básico, Empregado da Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo – Sabesp, atualmente como Gerente de Departamento da Unidade de Negócio Sul da Diretoria Metropolitana, Rua Graham Bell, 647 – ABV – SP – Brasil – CEP – 004740-020, mmateus@sabesp.com.br.
(3) Educadora Licenciatura Plena, Pós Graduada em Administração Geral, Pós Graduada – MBA em Empreendedorismo e Prestação de Serviços, Empregada da Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo – Sabesp, atualmente como Gerente de Divisão da Unidade de Negócio Sul da Diretoria Metropolitana, Rua Graham Bell, 647 – ABV – SP – Brasil – CEP – 004740-020, alosantos@sabesp.com.br.
(4) Educador Licenciatura Plena, Tecnólogo Civil - Obras Hidráulicas, Especialista em Tecnologia Ambiental, Empregado da Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo – Sabesp, atualmente como Gerente de Divisão da Unidade de Negócio Sul da Diretoria Metropolitana, Rua Graham Bell, 647 – ABV – SP – Brasil – CEP – 004740-020, ascavassini@sabesp.com.br.
(5) Advogado, Pós Graduado em Direito Ambiental, Pós Graduado em Gestão Pública, Empregado da Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo – Sabesp, atualmente como Gestor da Unidade de Negócio Sul da Diretoria Metropolitana, Rua Graham Bell, 647 – ABV – SP – Brasil – CEP – 004740-020, ldelgado@sabesp.com.br.

TEXTO

Sabesp – Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo, através da Unidade de Negócio Sul, apresenta sua experiência na implantação da metodologia de gestão baseada no Controle dos Resultados em Serviços de Engenharia, através de Edital/Contrato de Performance.

Para tanto, diante da necessidade de recuperação do volume de água perdido nos setores de abastecimentos, através da contratação de serviços especializados e, sabendo-se que o sucesso da recuperação do volume de água estava fortemente vinculado à eficiência na gestão desde a projeção de resultados, elaboração do projeto, controles mensais até o alcance dos resultados, desenvolvemos o Novo Modelo de Edital/Contrato de Performance.

Abordaremos dados relevantes sobre breve histórico da Sabesp, da Unidade de Negócio Sul – MS e da identificação da demanda para contratação, os métodos e teorias que sustentam o trabalho, os dados do modelo.

A conclusão demonstrará as vantagens do modelo quanto à eficiência para o seu desenvolvimento, acompanhamento e controle compartilhado.

INTRODUÇÃO

A SABESP é responsável pelos sistemas públicos de produção, distribuição de água, coleta, afastamento e tratamento de esgotos em 366 municípios do Estado de São Paulo – Brasil. Foi criada em 1973, em função das diretrizes implantadas para o setor e estabelecidas no Plano Nacional de Saneamento (PLANASA).

É uma empresa de economia mista que tem como principal acionista o Governo do Estado de São Paulo, possuiu ações no mercado que são negociadas na Bolsa de Valores de São Paulo (Bovespa) e em Nova Iorque.

A SABESP é responsável pelo atendimento de aproximadamente 24 milhões de pessoas e tem como Missão “Prestar serviços de saneamento, contribuindo para a melhoria da qualidade de vida e do meio ambiente”.

Como Visão de futuro pretende “Em 2018 ser reconhecida como Empresa que universalizou os serviços de saneamento em sua área de atuação, com foco no cliente, de fora sustentável e competitiva, com excelência em soluções ambientais.”

Contempla ainda sermos empresa pública equilibrada econômica e financeiramente, tendo ampliado a base de atuação em todo o Estado de São Paulo e em outras localidades, sendo também uma empresa dotada de organização simples, flexível e ágil, atuando por intermédio de UN’s – Unidades de Negócio alinhadas por políticas institucionais e coordenada pela Alta Administração.

A Unidade de Negócio Sul – MS é uma das Unidades de Negócio da SABESP, definida a partir de critério de regionalização por bacias hidrográficas, gerida como núcleo independente de resultado econômico e social.

As unidades autônomas podem gerir recursos, montar suas estratégias e tomar decisões, desde que, alinhadas as diretrizes corporativas.

A Unidade de Negócio Sul – MS, foi criada em 1991 e integra a Diretoria Metropolitana – M, uma diretoria responsável pela distribuição de água, coleta, afastamento e tratamento de esgotos na Região Metropolitana de São Paulo – RMSP, atendendo aproximadamente 20 milhões de pessoas.

A força de trabalho da Unidade de Negócio Sul – MS é composta de 1.018 colaboradores.

Na escalada a excelência, a Unidade de Negócio Sul – MS adotou os fundamentos dos critérios de excelência, o que lhe resultou em reconhecimentos e premiações estaduais e nacionais.

Diante dos desafios existentes e fatores críticos para atingirmos as metas, a Unidade de Negócio Sul – MS num ciclo de aprendizado, elaborou o “Novo Modelo de Edital com Contrato de Performance para Recuperação de Volume de Água”.

OBJETO

O resultado esperado era obter um novo “Modelo de Edital/Contrato” diferenciado para a “Recuperação do Volume de Água” no setor de abastecimento designado pela Unidade de Negócio Sul – MS, de forma que a remuneração da contratada fosse diretamente relativo ao seu desempenho no alcance dos resultados propostos.

O novo modelo contempla estudos, diagnósticos, riscos, soluções e ações de engenharia, mas principalmente o desafio ao mercado na obtenção de melhores resultados para o setor.

Inicialmente pôde-se perceber a aceitação do mercado com o interesse despertado no processo licitatório.

Este modelo entre outros permite aprimorar a gestão dos resultados em perdas de água, meta estratégica de todo setor apontado com o comprometimento da contratada.

Um dos pontos relevantes desta contratação, é que o prazo de obtenção de cada resultado, está formalizado nas cláusulas contratuais com a recuperação mínima de volume de água em tempo determinado, onde, o Volume Disponibilizado (VD) após desempenho total do contrato seja menor que o inicial “base-line”.

Esta proposta contempla outros pontos que merecem destaque, a remuneração da contratada baseada na performance, o alcance dos resultados propostos, o compartilhamento do ganho entre as partes e o comprometimento da contratada no cumprimento e gestão do contrato.

Até então, o único modelo de contratação de risco existente destinava-se a outros segmentos como Cobrança e Energia Elétrica, mas cabe ressaltar que estes modelos também diferenciados, serviram de consultas para as bases deste modelo.

METODOLOGIA

A Sabesp sendo uma empresa de economia mista realiza suas contratações sob a égide da Lei Federal n° 8.666/93 e suas Leis complementares, bem como, através de suas normas e procedimentos internos.

A Unidade de Negócio Sul – MS, necessitava desenvolver um novo modelo de edital que fosse viável para atrair a competição no mercado com um modelo de contrato que garantisse além do controle das ações operacionais com performance, ainda o comprometimento da contratada na gestão do contrato.

A metodologia utilizada foi a de pesquisa e desenvolvimento através de grupo de Projeto Multidepartamental, com conhecimentos variados designados para o estudo e o desenvolvimento desde a definição do escopo mínimo, verificação de parâmetros legais e técnicos de forma que o novo modelo de edital/contrato fosse viável do ponto de vista administrativo, técnico e financeiro.

Cabe ressaltar que o desenvolvimento deste modelo, objetivou estabelecer um contrato que associava parceria e comprometimento da contratada, permitindo em caso de sucesso, a participação direta da mesma nos resultados alcançados pela Unidade de Negócio Sul – MS, ou seja, o “ganha ganha”.

A minuta de edital/contrato projeta resultados a curto, médio e longo prazo, com uma performance mínima satisfatória para Unidade de Negócio Sul – MS, e só após esse período é que haveria a remuneração e o compartilhamento dos ganhos.

O modelo de contratação desenvolvido, por se tratar de algo novo no mercado de saneamento necessitou de estudos preliminares da equipe designada considerando os variados conhecimentos de cada profissional, de forma a garantir requisitos legais, termo de referência eficiente, análise do risco para Unidade de Negócio Sul – MS na contratação, projeção de volume mínimo recuperado, capacidade técnica desejada, desempenho e monitoramento.

APLICAÇÕES EM PERDAS

Definida a base de estudo e as diretrizes, era necessária prévia avaliação técnica para se definir o projeto, o escopo mínimo, as premissas, o benefício desejado, a estimativa e a definição do preço a ser pago ao parceiro (sempre dentro dos valores do banco de preços SABESP).

No escopo mínimo se definiu os serviços e as etapas a serem desenvolvidas, nas premissas ficam identificados os objetivos técnicos

a serem alcançados (correção de índices, aumento do volume e valor de remuneração).

O benefício desejado é sempre estipulado em M³ calculado pela economia de água gerada. E o preço a ser remunerado é definido com base nas perspectivas de custo e desempenho operacional no projeto.

REMUNERAÇÃO NO CONTRATO DE PERFORMANCE

A remuneração do parceiro é calculada pela economia de água em M³/mês multiplicado pelo valor unitário da remuneração em (R$) calculado com base nos dados dos benefícios gerados (R$) e do volume de água recuperado (M³).

VUR – Valor Unitário de Remuneração;

$$VUR = \frac{\text{Preço estimado do parceiro}}{\text{Benefício estimado em (M}^3\text{)}};$$

* Preço e benefício em VPL (valor presente líquido).

QUESTÃO FINANCEIRA E JURÍDICA

Os editais com contratos de performance elaborados pela Unidade de Negócio Sul – MS, foram devidamente aprovados pelas Superintendências Corporativas Financeira e Jurídica.

Foi elaborado "Estudo de viabilidade econômico-financeira" –EVEF.

As premissas definidas pela Unidade de Negócio Sul – MS foram respeitadas e a SABESP se beneficiará com o fluxo de caixa no período de 10 a 15 anos.

Os benefícios foram focados em aumento do faturamento, redução dos custos com insumos e redução dos custos com manutenção.

A fonte de recurso é identificada conforme o caso concreto (despesa ou investimento) e a RC (requisição de contratação) pode ser complementada no ato da contratação.

Os contratos de performance se caracterizam como uma exceção no âmbito da atuação da Administração Pública, vez que, via de regra, os contratos administrativos devem previamente definir os direitos, deveres e obrigações das partes nos exatos termos do § 1° do artigo 54 da Lei n° 8.666/93.

Como se trata de uma exceção a regra, necessário ficar claro que a solução adotada (performance) é a mais adequada para a necessidade/interesse Público e que o mercado atende esse modelo de contratação.

Quando houver a execução de obra, a mesma deve ser obrigatoriamente remunerada nos termos do inciso XIV, letra a) do artigo 40 da mesma Lei, mesmo que a contratada não alcance o valor mínimo do índice de sucesso.

PROCESSO LICITATÓRIO LEI FEDERAL n° 8.666/93

Estes contratos de performance são licitados pela modalidade Técnica e Preço utilizando como base o modelo tradicional de edital disponibilizado no SGL (sistema geral de licitação) com adaptações (empreitada por preço global);

Fases – envelopes de habilitação, de proposta comercial e de proposta técnica;

Habilitação – Padrão;

Técnica – Avaliada pelo nível de adequação feita por notas entre zero a dez. As notas das licitantes nas propostas técnicas são definidas:

- Pelo conhecimento do problema (Elaboração de diagnósticos operacionais, estudo de setorização, elaboração de projeto executivo e controle de perdas);

- Pelos requisitos da contratação - Coordenador geral, responsável técnico, equipe, organização da equipe (atribuições) e na empresa (experiências);

- A licitante poderá ofertar um benefício maior que o estimado (M^3) que poderá, em função do VUR, aumentar o valor estimado da contratação.

Na etapa Comercial – Notas em função do VUR – valor unitário de remuneração (menor valor maior nota).

O valor do contrato é definido em função do benefício ofertado (M^3) x o VUR ofertado (R$), podendo o valor do contrato ser maior que o valor inicial (licitação não é de menor preço e sim de maior benefício gerado).

Ademais, verificamos inúmeras outras vantagens, pois, o modelo tradicional exigia a realização de pelo menos 03 (três) procedimentos licitatórios para contemplarmos todas estas atividades, sendo elas:

- Para a execução de estudos e projetos (serviços de engenharia);

- Para executar as obras; e

- Para executar o programa de pesquisa de vazamento com as trocas de ramais.

Enquanto que pelo novo modelo de edital com contrato de performance só é necessário a realização de 01 (um) único procedimento licitatório contemplando todos os escopos com a questão da performance inserida no processo.

O CONTRATO

O Índice de sucesso está previsto entre 70 e 99% , e a contratada será remunerada com um fator negativo conforme sua performance havendo um decréscimo na sua remuneração e, sempre que a performance da contratada for menor que 70%, não haverá remuneração.

Sucesso maior que 100% até o limite de 120% a contratada receberá valor integral, ou seja, se a contratada atingir até 20% a mais do benefício ofertado a SABESP paga.

Escopo com obras, a obra deverá ser remunerada pelo preço SABESP.

Os contratos de performance são divididos sempre em 03 (três) fases, sendo elas:

- Fase de pré-operação(implantação e ajustes);

- Fase para a apuração da performance, e

- Fase para a remuneração.

CONCLUSÃO

A elaboração do Novo Modelo de Edital/Contrato de Performance, no segmento de serviços de engenharia com objetivo de Recuperação de Volume de Água Perdida, licitado na modalidade Técnica de Preço, permite concluir que:

- É uma forma de contratar inovadora e eficiente dentro do modelo de performance para Serviços de Engenharia e Recuperação de Volume de Água;

- É atraente ao mercado pelo compartilhamento dos ganhos entre as partes;

- É eficiente o monitoramento e controle periódico do contrato na recuperação de volume de água na área delimitada;

- É percebido a geração de valor agregado e conhecimento compartilhado com projetos que envolvam equipes multidepartamentais, e

- O comprometimento da contratada na gestão e no alcança dos resultados esperados;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Lei 8666/93 e anexos.

2. Edital Sabesp n° 40.804/06 – *"Prestação de Serviço voltados à recuperação de créditos vencidos de clientes com imóveis localizados nas áreas dos atendimentos comerciais por meio de ações de cobrança administrativa e de serviço de engenharia de corte do fornecimento de água,supressão da ligação por débito, restabelecimento e religação do fornecimento de água, com exceção de favela e clientes especiais"*.

3. Edital Sabesp n° 39.196/06 – *"Prestação de Serviço Técnico para Elaboração de Estudos, Projetos e Implantação de Plano de Trabalho visando utilização racional de Energia Elétrica, nas instalações da ETE Barueri"*.

O CONCEITO DE DÉFICIT EM SANEAMENTO BÁSICO NO BRASIL:
uma breve discussão e proposição para uma nova definição

Alessandra Gomes Lopes Sampaio SILVA(1); Antônio Alves DIAS NETO(2); Patrícia Campos BORJA(3); Luiz Roberto Santos MORAES(4)

RESUMO

Não há um consenso na literatura técnica especializada sobre o conceito de déficit em saneamento básico. As publicações técnicas analisadas, de um modo geral, têm utilizado o termo acesso aos serviços públicos de saneamento básico ou cobertura dos serviços de saneamento, porém referindo-se apenas a um padrão tecnológico, não contemplando todas as soluções sanitárias disponíveis. A maioria dos estudos nessa linha restringe-se a uma análise quantitativa da oferta e da demanda dos serviços, negligenciando o aspecto qualitativo da prestação e da apropriação da tecnologia considerada. A maior amplitude conceitual para o *déficit em saneamento básico* sugere a necessidade da construção de uma definição que contemple, além da infraestrutura implantada, os aspectos socioeconômicos e culturais e, também, a qualidade dos serviços ofertados ou da solução empregada. O objetivo do presente trabalho é apresentar a discussão sobre o conceito de déficit em saneamento básico realizada no âmbito do estudo "Panorama do Saneamento Básico no Brasil", bem como propor uma nova definição, visando à elaboração do diagnóstico situacional do saneamento básico no País, parte integrante do referido estudo. Para tanto, foi feita uma revisão bibliográfica, verificando-se a existência de alguns estudos relacionados ao conceito em questão.

PALAVRAS-CHAVE: Brasil; déficit; saneamento básico; solução sanitária.

[1] Engenheira Sanitarista e Ambiental pela Universidade Federal da Bahia (UFBA). Pesquisadora do Grupo de Saneamento e Saúde Ambiental (GESAM) do Departamento de Engenharia Ambiental (DEA) da Universidade Federal da Bahia (UFBA); End.: Rua Aristides Novis, n. 2, 4º andar, sala 11 - Federação - Salvador - Bahia - CEP: 40.210-630 - Brasil - Tel: +55 (71) 3283-9783 - e-mail: aglss@hotmail.com.

[2] Engenheiro Sanitarista e Ambiental (UFBA), Mestre em Engenharia Ambiental Urbana pela UFBA. Pesquisador do GESAM/DEA/UFBA; End.: Rua Aristides Novis, n. 2, 4º andar, sala 11 - Federação - Salvador - Bahia - CEP: 40.210-630 - Brasil - Tel: +55 (71) 3283-9783 - e-mail: antonio_alves_dias@hotmail.com.

[3] Engenheira Sanitarista, M.Sc. em Arquitetura e Urbanismo (FA/UFBA), Dra. em Arquitetura e Urbanismo (FA/UFBA), Professora Adjunto do Departamento de Engenharia Ambiental e do Mestrado em Meio Ambiente, Águas e Saneamento da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia; End.: Rua Aristides Novis, n. 2, 4º andar, sala 11 - Federação - Salvador - Bahia - CEP: 40.210-630 - Brasil - Tel: +55 (71) 3283-9783 - e-mail: borja@ufba.br.

[4] Engenheiro Civil (EP/UFBA) e Sanitarista (FSP/USP); M.Sc. em Engenharia Sanitária (IHE/Delft University of Technology); Ph.D. em Saúde Ambiental (LSHTM/University of London); Estágio Pós-Doutoral em Gestão de Saneamento Básico (EE/Universidade do Minho); Professor Titular em Saneamento do Departamento de Engenharia Ambiental e do Mestrado em Meio Ambiente, Águas e Saneamento da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia; End.: Rua Aristides Novis, n. 2, 4º andar, sala 11 - Federação - Salvador - Bahia - CEP: 40.210-630 - Brasil - Tel: +55 (71) 3283-9783 - e-mail: moraes@ufba.br.

1. INTRODUÇÃO

A etimologia indica que o termo déficit é originado do verbo *deficere*, em latim, que significa "abandonar, fazer falta a". Segundo o Dicionário Houaiss da Língua Portuguesa (2001, p. 926), déficit é definido como "aquilo que falta para completar determinada quantidade de numerário ou para inteirar uma conta"; "situação decorrente dessa falta"; "diferença entre o que foi previsto para atender a certa demanda e o que existe na realidade"; "deficiência que se pode medir, quantitativa e qualitativamente". A partir dessas definições, é possível direcionar as análises sobre o déficit existente no saneamento básico do Brasil.

Não há um consenso, na literatura técnica especializada, sobre o conceito de déficit em saneamento básico. Nos escassos trabalhos e documentos encontrados nos sítios eletrônicos oficiais, ele é definido pela deficiência ou falta de acesso aos serviços públicos de saneamento básico. Normalmente, busca-se identificar a quantidade de usuários atendidos por uma tecnologia específica em determinada unidade de análise ou nível de agregação – quer seja domicílio, município, estado, macrorregião ou, em alguns estudos, espaços intraurbanos.

De acordo com Saiani e Toneto Jr. (2008), o déficit restringe-se ao acesso aos serviços públicos de saneamento básico e reflete a demanda ou necessidade por serviços e novos investimentos nessa área.

Os estudos sobre o déficit em saneamento básico realizados até hoje no Brasil são sempre restritos à avaliação do abastecimento de água e ao esgotamento sanitário, sendo raros os que ampliam o campo de análise para a limpeza urbana e coleta de resíduos sólidos. Como as informações sobre manejo de águas pluviais e drenagem urbana disponibilizadas oficialmente são muito limitadas, usualmente, essa componente não tem sido objeto de análise, apesar de sua importância já ser reconhecida, conforme registrado em recente documento oficial sobre as deficiências de acesso ao saneamento básico no Brasil:

> [...] o acesso às necessidades básicas como os serviços de abastecimento de água, esgotamento sanitário, limpeza urbana, coleta de lixo e **drenagem urbana** faz-se necessário num país com profundas desigualdades regionais (BRASIL, 2008, p. 4, grifo nosso).

Sabe-se que os serviços públicos de abastecimento de água, esgotamento sanitário, limpeza urbana e drenagem urbana não atendem uniformemente todos os habitantes de uma determinada área de influência ou região objeto de estudo no País. O acesso ao saneamento básico é desigual em todo território nacional, tanto do ponto de vista quantitativo quanto qualitativo (condições de uso e funcionamento das estruturas instaladas ou dos serviços prestados). Há, ainda, aqueles que não têm acesso a qualquer solução sanitária ou aos serviços prestados – seja pela baixa renda familiar, por falta de cobertura, ou ambas. Portanto, as avaliações do déficit no saneamento básico devem refletir a deficiência nas seguintes dimensões: acesso, qualidade, quantidade e regularidade dos serviços prestados.

A maioria dos estudos desenvolvidos sobre o déficit do saneamento básico no Brasil restringe-se a uma análise quantitativa da oferta e da demanda dos serviços, negligenciando o aspecto qualitativo da prestação e da apropriação da tecnologia utilizada.

A qualidade dos serviços prestados e da infraestrutura disponível é extremamente relevante e é uma dimensão que também deve estar incluída em análises dessa natureza, a fim de caracterizar com mais profundidade as deficiências existentes na área de saneamento básico. Visto sob essa ótica, o déficit deve traduzir um retrato da situação atual do Brasil, considerando aspectos quantitativos e qualitativos.

De fato, a quantificação do acesso aos serviços é o ponto primeiramente lembrado quando se pretende avaliar o déficit em saneamento básico. Além de informações sobre cobertura dos serviços de água, esgoto e limpeza urbana estarem disponíveis nos bancos de dados existentes para a maioria dos municípios do País, ela indica, ainda que não tão fidedignamente quanto se deseja, o número de pessoas potencialmente atendidas, visto que a disponibilidade da solução sanitária ou do serviço não implica, necessariamente, em um acesso contínuo e de qualidade. No caso específico de redes de abastecimento de água e de esgotamento sanitário, para se ter acesso aos serviços é imprescindível que, além da existência da própria infraestrutura, o usuário pague uma tarifa – tarifa essa que pode comprometer a renda familiar de tal forma que implique em inadimplência e, consequentemente, na suspensão da prestação do serviço, com o corte do fornecimento de água ao domicílio.

Para promover a universalização do acesso ao saneamento básico, princípio fundamental da Lei nº. 11.445/07, que estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico e a Política Federal de Saneamento Básico, faz-se "necessária a identificação do nível de demanda das diversas regiões, bem como da capacidade instalada e da qualidade dos serviços prestados" (Brasil, 2008, p. 4). Dessa forma, a qualidade da prestação dos serviços ou da solução empregada deve ser considerada na avaliação do déficit em saneamento básico. O meio técnico-científico consagra os sistemas convencionais (rede de distribuição de água, redes coletoras de esgoto e de água pluviais, além de coleta de resíduos sólidos por meio de veículos automotores) como as soluções mais adequadas, desconsiderando outras alternativas, dentre elas, as individuais.

O paradigma de que as tecnologias convencionais são as mais indicadas para solucionar os problemas provenientes da falta de saneamento básico está tão arraigado no meio profissional que, nos documentos pesquisados para elaboração do presente estudo, toda análise de déficit considera que qualquer outra solução existente para as diversas componentes do saneamento básico que não seja a convencional é inadequada e, por isso, computada como déficit. É bem verdade que as informações disponibilizadas pelos bancos de dados existentes e as análises do déficit, tanto por parte dos órgãos governamentais como pela comunidade técnico-científica, refletem o paradigma mencionado. É necessário superar esse paradigma e propor a incorporação de uma nova perspectiva, buscando legitimar a importância e a adequação de determinadas tecnologias que normalmente são tidas como inferiores pela simplicidade das estruturas e dos equipamentos utilizados para sua operação e manutenção.

Heller (2006) assume que a abordagem habitual nos estudos desenvolvidos sobre déficit em saneamento básico é a do uso de índices de cobertura de atendimento, exatamente por serem esses os dados disponibilizados por fontes oficiais. Porém, ele registra que:

> Existem claras limitações metodológicas quanto à caracterização de um dado *status*, principalmente da qualidade como o serviço é fornecido. A superação desses limites conduziria a abordagens com maior profundidade, combinando avaliações quantitativas com qualitativas, dados agregados com dados desagregados, dados secundários com investigações de campo, perspectiva histórica com quadro conjuntural, análise político-institucional com avaliação de indicadores, dentre outros enfoques. Obviamente, uma tarefa com essa visão demandaria estudos específicos, em geral impossíveis apenas com a busca nas fontes secundárias disponíveis (Heller, 2006, p. 3).

Heller (2006, p. 54) também destaca que

> O uso dos indicadores quantitativos disponíveis muitas vezes mascara a situação de acesso aos serviços, devendo-se cercar de cuidados metodológicos para uma caracterização adequada, preferencialmente combinando vários enfoques, como avaliações quantitativas com qualitativas [...].

2. METODOLOGIA

Foi realizada uma revisão crítica da bibliografia para responder a tais perguntas, a exemplo de artigos técnico-científicos disponíveis na rede mundial de informação, trabalhos publicados em anais de congressos e estudos elaborados para e pelo Ministério das Cidades do Brasil, além do conhecimento e experiência dos autores.

3. RESULTADOS

A fim de se conceituar déficit em saneamento básico para elaborar o diagnóstico da situação do saneamento básico no Brasil, a revisão crítica da bibliografia buscou subsídios para responder as seguintes perguntas:

- Como tem sido avaliado o déficit em saneamento básico no Brasil?
- Quais as fragilidades dos modelos de análise da cobertura e acesso aos serviços públicos de saneamento básico?
- Como equacionar as incompletudes e inconsistências dos dados disponibilizados para avaliar o déficit em saneamento básico?

3.1. Como tem sido avaliado o déficit em saneamento básico no Brasil?

Fiszon (1998) abre a perspectiva de análise do acesso sobre três diferentes aspectos: físico, financeiro e condições de consumo adequadas. Sobre os aspectos referentes à equidade, a autora considera que a quantidade e a qualidade do serviço ofertado se refletem nas condições de consumo, o que relaciona os padrões tecnológicos, operacionais

e de manutenção às condições individuais de uso. Tal perspectiva pode colaborar na comparação do déficit existente entre localidades e regiões que possuem uma demanda semelhante quanto às condições habitacionais e de oferta das soluções e serviços.

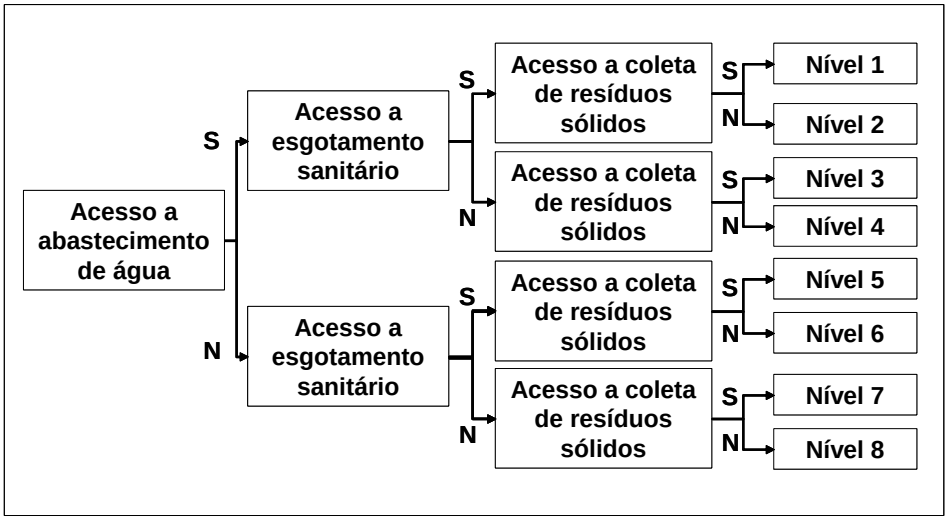
Cançado e Costa (2002), ao caracterizarem o déficit de saneamento básico, consideraram apenas o abastecimento de água e o esgotamento sanitário, utilizando para o seu cálculo o percentual de domicílios sem acesso à água canalizada e que utilizava fossas rudimentares, valas negras ou nenhum tipo de solução para o destino dos esgotos.

Heller (2006, p. 3) propôs-se a "avaliar a situação do acesso aos serviços de abastecimento de água e esgotamento sanitário no Brasil a partir de uma abrangência maior de informações e um olhar mais qualitativo [...]", explorando as limitações dos indicadores disponíveis. Para tanto, o autor utilizou dados de cobertura do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) (Censo Demográfico e Pesquisa Nacional por Amostra de Domicílios-PNADs) para analisar o grau de atendimento da população do País nesses serviços.

Em pesquisa realizada, Moraes (2007) concluiu que a universalização do serviço de coleta regular de resíduos sólidos domiciliares (RSD) torna-se necessária para diminuir o impacto à saúde publica. Na referida pesquisa, a coleta regular foi definida como sendo aquela realizada diária, alternada ou semanalmente, porta a porta (considerada direta pelo IBGE), ou com utilização de caixa estacionária ou ainda em pontos de lixo (consideradas indiretas). Foi considerada coleta irregular aquela realizada mensalmente ou de forma esporádica de ponto de lixo ou caixa estacionária e o lixo não coletado foi definido como aquele vazado em terreno baldio, quintal, corpo d'água ou canal.

Nas publicações do Programa de Modernização dos Serviços de Saneamento (PMSS) sobre o diagnóstico dos serviços de água e esgoto e do manejo dos resíduos sólidos urbanos é empregado o termo "nível de atendimento para os serviços de água e esgoto". É considerada atendida a população estimada residente nos domicílios ligados à rede pública de distribuição de água e à rede coletora de esgotos administradas pelo prestador do serviço. Para os serviços de manejo dos resíduos sólidos é considerada coberta a população estimada residente em domicílios que têm os resíduos sólidos coletados pelo prestador do serviço (Brasil, 2009).

Existem estudos que utilizam o termo acesso aos serviços públicos de saneamento básico considerando o abastecimento de água, a coleta de esgotos sanitários e o manejo dos resíduos sólidos. Houve considerações sobre as tecnologias do meio urbano e rural devido, principalmente, ao adensamento populacional. Também foram considerados diferentes níveis de acesso aos serviços públicos de saneamento básico como mostra a Figura 1.



Fonte: Brasil, 2008.

Figura 1. Definição ao acesso de saneamento básico segundo estudo elaborado para o Ministério das Cidades.

Para todos os níveis, foi considerada uma maior abrangência de soluções apropriadas à zona rural e uma restrição maior de soluções para a zona urbana. No primeiro nível de acesso às soluções de saneamento básico foram considerados todos os domicílios que possuíam acesso às três componentes do saneamento básico avaliadas, agrupando-se domicílios com acesso a duas ou uma componente nos níveis intermediários, até se chegar ao último nível, no qual foram considerados todos os domicílios que não possuíam nenhuma das três soluções sanitárias consideradas apropriadas.

As publicações técnicas analisadas, de um modo geral, têm utilizado o termo acesso aos serviços de saneamento ou cobertura dos serviços de saneamento e não déficit em saneamento básico. Poucas usaram o termo déficit, porém referindo-se apenas a um padrão tecnológico, não contemplando todas as soluções sanitárias disponíveis. Entende-se que o conceito de déficit é muito mais amplo do que a falta de acesso aos serviços públicos de saneamento básico e que os dados disponíveis para avaliar as soluções sanitárias não são suficientes para a análise do conceito de déficit em saneamento básico.

As informações reunidas sugerem que não há uma resposta para como tem sido avaliado o déficit em saneamento básico, pois os estudos não fazem avaliação de déficit e sim de acesso ou cobertura dos serviços e soluções. Apenas Fiszon (1998) apresenta outras possibilidades para caracterizar o déficit em saneamento básico. O termo solução também é muito pouco empregado, sendo utilizado mais comumente o termo serviço, o que implica em maior restrição de análise, visto que o serviço expressa uma solução coletiva, uma parcela das soluções disponíveis, sendo ignoradas outras soluções individuais tecnicamente adequadas e que podem ser apropriadas.

Verifica-se também que a componente manejo dos resíduos sólidos ainda é pouco estudada e que não foram encontrados estudos referentes à componente drenagem urbana. Assim, os estudos limitam-se à avaliação da cobertura, não observando aspectos qualitativos da prestação dos serviços e das soluções sanitárias empregadas.

3.2. Quais as fragilidades dos modelos de análise de cobertura e acesso aos serviços públicos de saneamento básico?

Heller (2006) apresenta algumas limitações na abordagem da cobertura dos serviços públicos de saneamento básico provenientes dos dados disponíveis para a análise das soluções de abastecimento de água e coleta de esgotos sanitários, que podem ilustrar elementos importantes na avaliação do déficit em saneamento básico. São elas:

a. os sistemas de informação têm contemplado meramente a dimensão quantitativa dos indicadores, ou seja, as fontes secundárias disponíveis não são suficientes para caracterizar a qualidade do serviço prestado;

b. as soluções sanitárias empregadas à montante determinam os riscos das moradias à jusante, implicando em dizer que conectar uma parcela das moradias à rede coletora de esgotos sanitários existente é menos relevante para o impacto na saúde da população do que equacionar globalmente o esgotamento em cada bacia de drenagem. Esse tipo de informação não é abrangido pelos bancos de dados;

c. a ausência de tratamento dos esgotos sanitários expõe não só a população ribeirinha a problemas de saúde, mas também a população que consome alimentos irrigados com a água que pode estar contaminada, ou seja, grande parte da população pode ser atingida devido à precariedade dos serviços e soluções sanitárias, o que também não é considerado nos bancos de dados;

d. as pesquisas sobre cobertura das instalações de tratamento não avaliam, consistentemente, a capacidade das unidades de remover patógenos e depurar o esgoto afluente, isto é, sua eficiência.

As observações de Heller (2006) referiram-se ao abastecimento de água e esgotamento sanitário, porém podem ser estendidas, em certo grau, às componentes “limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos” e “drenagem e manejo das águas pluviais urbanas”.

A limitação “a”, que aborda a falta de avaliação da qualidade dos serviços, contempla também as limitações dos dados referentes à limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos e à componente drenagem urbana e manejo de águas pluviais, essa última muito fragilizada quanto à existência de dados disponíveis para sua análise.

Quanto às demais limitações (“b”, “c” e “d”), apresentam-se a seguir algumas analogias:

Quanto à distribuição dos equipamentos sanitários e seus efeitos na bacia hidrográfica, tem-se que a ausência de limpeza urbana junto à falta de contenção de escoamentos superficiais das chuvas à montante pode causar danos à jusante, pois as águas das chuvas carreiam impurezas para as partes mais baixas da bacia, tornando o ambiente insalubre.

Similarmente, acrescenta-se que o acúmulo de resíduos sólidos em um local pode gerar impacto negativo no ambiente e torná-lo foco de transmissão de doenças que comprometam, além da comunidade local, a vizinhança devidamente atendida com solução adequada para a coleta e destinação dos seus resíduos sólidos, limpeza das ruas e terrenos baldios.

O mesmo ocorre com os alagamentos: o indivíduo pode, por exemplo, contrair leptospirose no trecho alagado no caminho de volta do trabalho e não necessariamente em sua casa, onde não ocorre inundação.

Quanto às unidades de disposição final dos resíduos sólidos, as informações disponibilizadas pelos bancos de dados também não avaliam a capacidade das unidades de remover cargas orgânicas e patógenos do lixiviado gerado e os consequentes riscos à saúde.

Sobre a qualidade das águas dos sistemas de drenagem no Brasil, não foram observadas publicações que registrassem uma análise dessas águas urbanas, nem se observa um procedimento de monitorização para essas águas.

Fiszon (1998) também apresenta algumas limitações dos dados de saneamento básico, as quais são apresentadas a seguir, juntamente com a incorporação de outras considerações:

- Sobre os bancos de dados com informações em saneamento básico

Os dados levantados sobre os prestadores de serviços concentram interesse nas informações técnico-operacionais e financeiras, o que inclui dados sobre a oferta e a qualidade dos serviços oferecidos à população. Geralmente, retratam apenas a realidade das áreas urbanizadas, não contendo informações sobre as comunidades não atendidas, ignorando as soluções sanitárias que não utilizam. Já os dados do Censo e da PNAD, levantados pelo IBGE, expressam as condições de saneamento de domicílios particulares permanentes, incluindo no levantamento a existência de soluções sanitárias não ofertadas pelos prestadores de serviços. Assim, os dados do Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS) e da Pesquisa Nacional de Saneamento Básico (PNSB) caracterizam a oferta dos serviços e o Censo e a PNAD caracterizam a demanda por esses serviços ou soluções sanitárias.

Além dos limites e das particularidades de cada banco de dados, observa-se que dificilmente um ajudará a atenuar as limitações existentes no outro, pois os bancos de dados oferecem grande dificuldade na realização de complementações e comparações devido às variações conceituais, metodológicas e temporais existentes entre eles.

- Sobre a utilização de dados de cobertura dos serviços públicos de saneamento básico

A cobertura dos serviços públicos de saneamento básico tem sido definida pela existência da infraestrutura instalada ou disponibilidade de serviço ofertado por um prestador, sendo esta condição utilizada como fator definidor do atendimento aos usuários, não levando em consideração o seu efetivo uso e outras práticas sanitárias.

Dessa forma, vinculam-se ao conceito de déficit todos os domicílios particulares permanentes não atendidos pelo prestador dos serviços, nesses incluídos os domicílios que possuem soluções sanitárias adequadas, sejam as individuais ou mesmo as coletivas não ofertadas pelo prestador dos serviços. Por outro lado, são também excluídos do déficit os domicílios que têm os serviços ofertados pelo prestador de forma insatisfatória, como, por exemplo, uma rede de distribuição com fornecimento descontínuo de água ou com água de má qualidade. Assim, considera-se que os domicílios cobertos pelos serviços têm as questões sanitárias resolvidas, desconsiderando que os sistemas implantados podem possuir problemas técnico-operacionais, os quais podem provocar constantes interrupções e deficiências que afetem, quantitativa e qualitativamente, a oferta dos serviços, constituindo-se em déficit qualitativo.

Ou seja, nas avaliações comumente realizadas sobre déficit em saneamento básico existem tecnologias hegemônicas, do tipo convencional, sendo desconsideradas outras tecnologias que, possivelmente, podem ser mais apropriadas às realidades locais.

Da mesma forma, a informação da ligação do domicílio a uma rede geral de esgoto, como levantada pelo IBGE, é frágil para elucidar a situação do esgotamento sanitário. Via de regra, a rede geral de esgoto se constitui em um sistema unitário, já que as galerias de águas pluviais são utilizadas para lançamento de esgotos sanitários. Essa prática, no

entanto, tem implicações na saúde da população e na degradação dos corpos d'água. Moraes (1996), estudando o impacto das ações de saneamento básico na saúde da população, evidenciou que comunidades que dispunham de redes coletoras de esgotos sanitários tinham melhor padrão de saúde, expresso por menor incidência e prevalência de doenças, se comparadas com as que contavam com redes de drenagem que recebiam esgotos domésticos.

Entretanto, os dados sobre as soluções individuais de água e esgoto também devem ser analisados com bastante reserva. Como exemplo, tem-se o uso de poços para abastecimento de água no ambiente urbano. É comum encontrar altos níveis de contaminação bacteriológica em poços de áreas urbanas (Guerra e Nascimento, 1999) e tem sido também frequente a detecção de compostos orgânicos provenientes de resíduos de postos de gasolina (Guerra e Nascimento, 1999; Mindrisz, 2006). Por outro lado, também são frequentes os problemas de suprimento de água em face das altas taxas de explotação das águas dos aquíferos. Assim, a informação de que um conjunto de domicílios usa poços para suprimento de água não significa dizer que o abastecimento se dê de forma adequada, tanto em termos de quantidade como de qualidade. Ou seja, seria importante considerar as condições técnicas e operacionais para avaliar o acesso e a adequação das soluções individuais de abastecimento de água, para dessa forma melhor qualificar a análise do déficit.

As análises dos dados das soluções individuais para o destino dos esgotos sanitários também merecem cuidados. Além dos erros que podem ser cometidos na identificação das tecnologias utilizadas, os quesitos delimitados nos levantamentos, tanto do Censo como da PNAD e da PNSB, não são suficientes para descrever a tecnologia disponível de forma adequada. A identificação correta da tecnologia utilizada pelo entrevistado exige um criterioso treinamento para quem irá coletar a informação, a fim de que a mesma seja fidedigna. Por outro lado, essa identificação exige também o conhecimento da tecnologia pelo entrevistado, o que também envolve limitações, já que ele pode desconhecê-la, ser morador recente do domicílio ou ainda não ser a pessoa apropriada para fornecer a informação.

Dentre as tecnologias individuais levantadas por essas pesquisas do IBGE tem-se a fossa séptica. Embora esse tipo de fossa possa se constituir em uma alternativa apropriada para o destino dos esgotos sanitários, a simples informação de que ela existe não é suficiente para avaliar o padrão sanitário de uma localidade. Primeiro porque ela não é autossuficiente, necessitando de outra unidade para o destino dos seus efluentes, como um sumidouro, uma vala de infiltração ou filtração, dentre outras; e, segundo, pelo fato de que esse tipo de fossa exige limpeza periódica para que sua eficiência seja garantida. Nas áreas urbanas é comum domicílios disporem de fossa séptica sem manutenção interligada à galeria de águas pluviais, constituindo-se, dessa forma, em meras caixas de passagem dos esgotos sanitários.

Outra alternativa levantada pelo IBGE e considerada inapropriada são as fossas rudimentares. Nessa categoria estão as fossas negras, corretamente consideradas inapropriadas, mas também podem estar uma série de outras tecnologias que podem ser apropriadas, a exemplo das fossas secas ventiladas, fossas de fermentação ou estanques,

fossas absorventes, dentre outras. Desconsiderá-las como solução sanitária implica em ampliar o déficit.

Sobre os resíduos sólidos e a limpeza pública, as informações quanto à coleta de resíduos sólidos domiciliares também merecem considerações. Os logradouros cujos resíduos são coletados porta a porta (diretamente) contam com melhor padrão de serviço do que os que dispõem de coleta indireta. Essa coleta, em sua maioria, é realizada em pontos de lixo, uma realidade nas periferias das cidades brasileiras, com frequência muitas vezes irregular. As diferenças de padrões de serviços de coleta de resíduos sólidos influenciam nas condições de saúde da população. Moraes (2007), ao estudar a incidência de diarréia em crianças com menos de 5 anos moradoras de áreas com serviço regular e irregular de coleta de resíduos sólidos, concluiu que as crianças que residiam em áreas com coleta irregular tinham 2,86 episódios de diarréia por ano, contra 1,77 das moradoras em logradouros com coleta regular, sendo esta diferença estatisticamente significante. As que residiam em áreas sem coleta tinham 5,04 episódios por ano[5]. Assim, na qualificação do déficit dos serviços de coleta de resíduos sólidos não se pode considerar atendidas completamente as populações que dispõem de coleta indireta.

Ainda com relação aos resíduos sólidos, os bancos de dados não contêm informações sobre a qualidade da limpeza pública dos logradouros, informação essencial para avaliar a cobertura dos serviços de varrição, como também, embora sejam levantados dados da existência e de caracterização dos serviços congêneres, esses não possibilitam avaliá-los, devido o seu caráter muito particular que impede o emprego de parâmetros gerais para a avaliação. Avaliar a quantidade de realizações de poda, capina, pintura de meio-fios ou a limpeza de canais a partir dos bancos de dados não é tarefa fácil, pois não são conhecidas as dimensões de áreas verdes, extensões de vias e logradouros públicos, de canais, além da relação das comunidades com essas áreas e equipamentos.

No tratamento dos dados levantados torna-se importante considerar as realidades distintas das áreas urbanas e rurais. Fiszon (1998), ao abordar essa questão, ressalta que os dados das áreas urbanas e rurais devem ser submetidos a uma interpretação diferenciada quanto à definição das soluções sanitárias adequadas. Como exemplo, pode-se citar a prática de enterrar os resíduos sólidos na zona rural e na urbana. Obviamente, na primeira essa prática pode ser aceitável, enquanto na segunda, dificilmente.

Tendo em vista o exposto, pode-se perceber as fragilidades dos indicadores existentes para se avaliar o déficit do saneamento básico no Brasil, o que exige uma criteriosa discussão sobre essa temática.

3.3. Como equacionar as incompletudes e inconsistências dos dados disponibilizados para avaliar o déficit em saneamento básico?

Visando a adequar a definição de acesso às soluções sanitárias quanto às realidades das zonas urbanas e rurais, o estudo sobre as deficiências de acesso ao saneamento básico do Ministério das Cidades (Brasil, 2008) considerou que características comuns à zona urbana,

[5] As análises dos dados contemplaram o controle de fatores intervenientes na relação entre a incidência de diarréia e coleta de resíduos sólidos.

como menor dimensão dos domicílios, maior disponibilidade de serviços e alto adensamento, condicionam, de certa forma, as opções para o saneamento básico. Já para a zona rural, por reunir características como grandes extensões das propriedades, baixo adensamento populacional e dificuldades de fornecimento de infraestruturas coletivas, o estudo considerou um elenco maior de soluções.

No estudo citado, foi considerado com acesso ao saneamento básico na zona urbana todo domicílio que:

- apresentasse interligação com a rede geral de água e disponibilidade deste insumo em, pelo menos, um cômodo do domicílio;
- tivesse, ao menos, um sanitário e fosse ligado à rede geral de esgoto;
- tivesse os resíduos domésticos coletados por serviço de limpeza (Brasil, 2008).

Na zona rural, foi considerado com acesso ao saneamento básico todo domicílio que:

- apresentasse ligação à rede geral de água com ou sem canalização interna ou tivesse acesso a um poço ou nascente com canalização interna;
- tivesse, ao menos, um sanitário e apresentasse como escoadouro a rede geral de esgoto ou uma fossa séptica;
- tivesse os resíduos domésticos coletados por serviço de limpeza ou os enterrasse (Brasil, 2008).

Essas definições têm implicações importantes:

- desconsidera domicílios servidos por poços nas áreas urbanas e que podem ser bem atendidos. Hoje é comum, em edifícios de apartamentos, o uso de poços tubulares para suprimento de água, contando, inclusive, com estações compactas de tratamento de água. Em zonas urbanas, principalmente nas que não envolvem metrópoles, o uso do poço domiciliar não pode ser desconsiderado;
- considera inadequado para a área urbana o uso de fossas sépticas ou outras soluções individuais, o que é uma delimitação questionável, já que existem locais em áreas urbanas, principalmente em cidades de pequeno e médio porte e em condomínios fechados das grandes cidades, onde essa solução pode ser utilizada;
- desconsidera as soluções mais simples para as áreas rurais, como as fossa secas ventiladas, fossas estanque ou de fermentação e fossas absorventes.

Por outro lado, esses pressupostos não inferem sobre os aspectos qualitativos das soluções empregadas e o grau de apropriação das mesmas pela população.

Heller (2006) considera que o uso de indicadores deve ser cercado de cuidados para que a informação seja devidamente qualificada. Dentre os cuidados, destaca que devem ser verificadas as diferenças metodológicas e conceituais quando se avalia temporalmente uma mesma situação ou diferentes realidades.

Fiszon (1998) aponta para algumas informações expressivas presentes nos bancos de dados e seus significados. A autora, embora reconheça e aponte as limitações referentes aos dados de cobertura dos serviços, considera importante o uso das informações

existentes para a área urbana. Considera também que há uma limitação ainda maior na utilização dos dados de cobertura na área rural.

Além da cobertura para área urbana, Fiszon (1998) considera que a canalização interna de água no domicílio, a existência de sanitário exclusivo para uma família e a realização da coleta porta a porta são aspectos que mostram a existência de condições para o adequado uso dos sistemas e serviços públicos de saneamento básico prestados. São considerados fatores de risco à saúde a ausência de instalações hidrossanitárias, que amplia o risco de contaminação da água devido à manipulação inadequada no domicílio, o compartilhamento de sanitários com mais de uma família e o acúmulo de resíduos em “pontos de coleta”.

Outro aspecto destacado pela autora é que os bancos de dados podem colaborar na avaliação da necessidade de melhoria na qualidade da oferta dos serviços. Os volumes de água tratada ofertado, de esgoto tratado e de resíduos sólidos dispostos adequadamente podem indicar a necessidade da ampliação de unidades de tratamento e disposição final. Tratam-se, no entanto, de dados quantitativos que não discutem se a água, o esgoto e os resíduos sólidos ditos tratados estão, de fato, atendendo aos padrões de potabilidade, de lançamento em corpos d’água, outorgas e licenças ambientais.

O estudo do Ministério das Cidades para avaliação do déficit (Brasil, 2008) adotou uma estratégia que vai ao encontro das considerações de Fiszon (1998), para quem as realidades urbana e rural não podem ser avaliadas da mesma forma. Nesse sentido, foram criadas duas categorias de análise, uma relativa à definição de tecnologias adequadas aos meios urbano e rural e outra relativa à definição dos níveis de acesso aos serviços públicos de saneamento básico.

Pressupõe-se que, quando se desenha categorias de análise com bases conceituais sólidas, cria-se maior segurança na consolidação das informações, no sentido de se obter uma interpretação mais adequada dos dados, dando à informação a devida dimensão e perspectiva de análise em conformidade com a categoria desenhada. As estratégias de análise adotadas colaboram com o exposto por Heller (2006), que destaca a importância de se conhecer os procedimentos metodológicos e os conceitos das terminologias empregadas nos bancos de dados a fim de se ter coerentes interpretação e comparação entre as informações.

Tendo em vista o exposto, deve-se realizar o devido recorte dos aspectos que os dados inferem sobre uma dada categoria de análise, utilizando apenas as informações que apresentem desvios não significativos para evitar erros na avaliação da realidade a ser estudada.

3.4. Considerações sobre a revisão de literatura e proposição para o conceito de déficit

Tendo em vista os trabalhos analisados, deve-se reconhecer a necessidade de conceber uma definição para déficit em saneamento básico, que contemple aspectos das soluções sanitárias com uma maior amplitude que os conceitos empregados até aqui.

O déficit pode ser definido por aquilo que falta, como ausência de algo na perspectiva de alguém. No caso do saneamento básico, ele se refere à ausência de solução sanitária ou de serviço, à qualidade e à inacessibilidade à solução empregada. Os conceitos de acesso e cobertura não têm considerado a diversidade tecnológica e têm se limitado à análise da cobertura física, não contemplando questões como a qualidade e o efetivo uso da solução ou do serviço de saneamento básico.

Assim, uma análise mais fidedigna do déficit desdobra-se sobre a perspectiva da demanda daqueles que não têm solução sanitária/serviço, dos usuários atendidos de forma insatisfatória pelas soluções empregadas em face da sua qualidade e, também, dos que dispõem da tecnologia e não a utiliza por diversos fatores, dentre eles os socioeconômicos e culturais. Considerar o déficit nesses vários níveis torna a avaliação mais complexa e significa também prever estratégias de atendimento em níveis distintos, implicando na mensuração dos recursos necessários para a universalização dos serviços públicos de saneamento básico de qualidade.

A maior amplitude conceitual para o *déficit em saneamento básico* conduziu à necessidade de construção de uma definição que contemplasse, além da infraestrutura implantada, os aspectos socioeconômicos e culturais e, também, a qualidade do serviço prestado ou da solução empregada, conforme ilustrado na Figura 2.



Figura 2. Representação do conceito proposto de déficit em saneamento básico.

A Figura 2 ilustra aspectos que colaboram na caracterização do déficit em saneamento básico. Os fatores, conforme destacados na figura, estão relacionados à ausência de solução sanitária ou à existência de solução precária e correspondem às categorias de análise “Universalização do acesso”, “Qualidade da solução adotada ou do serviço prestado” e “Adequação à saúde publica e a proteção ambiental” definidas no subitem anterior.

A representação gráfica caracteriza o déficit em três situações:

- população que não dispõe de **solução sanitária**;
- população que dispõe de soluções sanitárias **precárias** ou **consideradas inadequadas**;

- população que dispõe de soluções sanitárias consideradas adequadas; porém, por questões socioculturais relativas à situação financeira ou cultura local, fica **impossibilitada ou não está disposta a usufruir da solução disponibilizada**.

A caracterização do déficit em saneamento básico talvez possa ser avaliada com maior propriedade se for analisada pela ótica da demanda pelas soluções. Dessa forma, as demandas seriam caracterizadas por:

- necessidade de implantação de **solução sanitária** adequada nos domicílios ocupados;
- necessidade de **requalificação** das soluções sanitárias ou melhoria na prestação dos serviços disponibilizados aos domicílios ocupados;
- necessidade de **adequação** das soluções sanitárias a hábitos, costumes e condições financeiras do usuário ocupante do domicílio.

Do exposto, surgem algumas questões com o intuito de solucionar as situações deficitárias referidas acima:

- Quais tecnologias podem ser consideradas para cada uma das componentes do saneamento básico como solução sanitária?
- O que caracteriza uma solução sanitária ou serviço precário que necessite de requalificação das infraestruturas e dos equipamentos?
- A restrição de uso pode ser revertida com ações no sentido de adaptar as soluções empregadas, por meio de educação sanitária e ambiental ou de mecanismos que viabilizem a capacidade de pagamento do usuário?

4. CONCLUSÃO

Propõe-se que o conceito de déficit em saneamento básico envolva as perspectivas de análise expostas nesse trabalho, que colaboram para responder às demandas por aumento de cobertura, requalificação das soluções sanitárias empregadas e sua adaptação às condições socioculturais ou utilização de políticas de subsídio aos que encontram dificuldades financeiras em pagar por esses serviços públicos.

Para tanto, o conceito de déficit em saneamento básico proposto para subsidiar a análise da situação atual do País envolve uma avaliação qualiquantitativa do acesso a soluções – sejam elas individuais ou coletivas – visto que não se deve privilegiar as tecnologias coletivas em detrimento das individuais sem realizar uma análise da realidade sociocultural da área que se deseja sanear. Assim, será considerada deficitária em saneamento básico a parcela da população e de domicílios que não tiver acesso adequado às 4 (quatro) componentes do saneamento básico, com a qualidade necessária para satisfazer suas necessidades básicas e proporcionar um ambiente domiciliar e comunitário salubre, contribuindo para a melhoria da qualidade de vida.

Conclui-se, então, que os sistemas de informação/bancos de dados existentes são reflexos do conceito de déficit e do paradigma tecnológico atuais, estando o primeiro preocupado em

definir apenas quantitativamente o acesso ao saneamento básico e o segundo fundamentado nas tecnologias convencionais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Brasil. Ministério das Cidades (2008). *Estudo sobre as deficiências de acesso e a probabilidade de cumprimento das metas de desenvolvimento do milênio nos serviços de saneamento básico no Brasil*. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. Programa de Modernização do Setor Saneamento – PMSS. http://www.pmss.gov.br/pmss/PaginaCarrega.php?EWRErterterTERTer=118 (acedido a 6 de Maio de 2009).

Brasil. Programa de Modernização do Setor Saneamento. (2009). Sistema Nacional de Informação sobre Saneamento: diagnóstico do manejo de resíduos sólidos urbanos – 2007. Brasília: MCidades. SNSA.

Cançado, V. L., Costa, G. M. (2002). A Política de Saneamento Básico: Limites e Possibilidades de Universalização. In *Anais do 10º Seminário sobre a Economia Mineira*. Diamantina.

Fiszon, J. T. (1998). *Análise de Serviços de Saneamento: Elementos para a Observação do Desempenho no Atendimento as Demandas da População*. Tese de Doutorado em Arquitetura e Urbanismo. Universidade de São Paulo, São Paulo. Brasil.

Guerra, A. M., Nascimento, S. A. M. (1999). Diagnóstico do grau de comprometimento das águas do aquífero freático de Salvador causado por vazamentos em postos de gasolina. Área Piloto: Bacia do Rio Camarujipe. Salvador. Universidade Federal da Bahia, Instituto de Geociências, Departamento de Geologia e Geofísica Aplicada.

Heller, L. (2006). Acesso aos serviços de abastecimento de água e esgotamento sanitário no Brasil: considerações históricas, conjunturais e prospectivas. *Centre for Brazilian Studies*. *University of Oxford*. http://www.brazil.ox.ac.uk/__data/assets/pdf_file/0005/9347/Leo20Heller2073.pdf (acedido a 15 de Junho de 2009).

Houaiss, A., Villar, M. de S. (2001). *Dicionário Houaiss da Língua Portuguesa*. 1nd Ed. Objetiva. Rio de Janeiro.

Mindrisz, A. C. (2006). *Avaliação da contaminação da água subterrânea de poços tubulares, por combustíveis fósseis, no município de Santo André, São Paulo: uma contribuição à gestão ambiental*. Tese de Doutorado. Instituto de Pesquisas Energéticas e Nucleares, São Paulo. Brasil.

Moraes, L. R. S. (2007). Acondicionamento e coleta de resíduos sólidos domiciliares e impactos na saúde de crianças residentes em assentamentos periurbanos de Salvador, Bahia, Brasil. *Cadernos de Saúde Pública* (23), 1-7.

_____. (1996). *Health impact of drainage and sewerage in poor urban areas in Salvador, Brazil*. Tese de Doutorado em Saúde Ambiental. London School of Hygiene and Tropical Medicine, University of London. Londres.

Saiani, C. C. S., Toneto Júnior, R. (2008). Saneamento Básico no Brasil: Análise do Acesso Domiciliar a Abastecimento de Água e a Coleta de Esgoto. In *Anais do XIII Encontro Nacional de Economia Política*. João Pessoa. http://www.sep.org.br/artigo/1306_8b185416bc9674050eb87f61f6c0a8c6.pdf?PHPSESSID=600b2597e89d1627ae4308253274503d (acedido a 12 de Junho de 2009).

O CONTROLO DE PERDAS NA ÁGUAS DE CASCAIS

Teresa S. VICÊNCIO [(1)]; Rodrigo C. DUARTE [(2)]

RESUMO

No presente trabalho pretende-se apresentar as metodologias adoptadas pela AdC para controlo de perdas no sistema de abastecimento de água que está concessionado.

Desde o início da concessão, a AdC considerou conveniente aplicar uma metodologia de optimização de processos e recursos existentes. Para tal definiu várias fases para efectuar o controlo de perdas.

Fase 1 – Reorganização da empresa;

Fase 2 – Definição de estratégia para o controlo e detecção de fugas;

Fase 3 – Implementação de Modelos de Simulação Abastecimento de Água;

Fase 4 – Implementação de Telemetria.

A implementação e a sistematização das diferentes fases, permitiu que AdC efectuasse uma redução do volume de água perdido em roturas na rede de distribuição, maior rapidez e controlo do fecho/abertura de água e a capacidade de detectar maior número de fugas não visíveis.

Com as alterações efectuadas, permitiu ainda a AdC efectuar uma melhor gestão do recurso água, melhorar os serviços prestados aos clientes e uma redução de custos.

PALAVRAS-CHAVE: modelação, perdas, telemetria.

(1)Engenheira do Ambiente, Directora de Exploração e Manutenção da AdC – Águas de Cascais S.A., Avenida do Ultramar, 210, 2754-525 Cascais Portugal - Tel: (351) 214 838 352 - e-mail: tvicencio@aguasdecascais.pt

(2)Engenheiro do Ambiente, Responsável pela Área de Gestão de Redes da AdC – Águas de Cascais S.A., Avenida do Ultramar, 210, 2754-525 Cascais - Portugal - Tel: (351) 214 838 352 - e-mail: rduarte@aguasdecascais.pt

INTRODUÇÃO

A AdC – Águas de Cascais, S.A. é uma empresa privada, Concessionária da Exploração do Sistema Municipal de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais Domésticas do Concelho de Cascais.

O sistema de abastecimento de água concessionado é constituído por cerca de 1.320 km condutas, 17 estações elevatórias e 25 reservatórios, com capacidade de armazenamento que ultrapassa os 90.000 m^3. Através destas infra-estruturas asseguramos o abastecimento de água a cerca de 113.000 clientes, com volume anual de água aduzida aproximadamente 23.000.000 m^3.

Com o iniciou da actividade em Janeiro 2001, a AdC verificou que a percentagem de perdas de água aduzida ao sistema era de 39%.

Desde então têm sido aplicadas metodologias para efectuar uma redução das perdas de modo a garantir uma gestão sustentada do projecto de Concessão e o rentabilizar dos capitais investidos.

METODOLOGIA

A AdC decidiu efectuar nas primeiras fases o controlo das perdas reais e deixando para outras fases o controlo das perdas aparentes e a aplicação de outras tecnologias que permitiam o controlo das perdas, mas que de um modo geral obrigavam a um investimento significativo e a períodos de implementação longos.

Como se pretendiam obter resultados rápidos, a AdC determinou que deveria aplicar de imediato uma metodologia, que no essencial optimizasse os processos e recursos já existentes, para isso definiu como primeira fase a reorganização da empresa

Na Direcção de Exploração foi então criado o sector da Gestão de Redes e este é constituído por duas equipas (Equipa de Apoio Operacional e a Equipa de Detecção de Fugas).

Foi definido como principal objectivo da equipa de Apoio Operacional, a prioridade aos fechos e abertura de água no caso de roturas (para minimizar deste modo, perdas visíveis de água) e ainda proceder à recolha de dados para actualização do Sistema de Informação Geográfica – SIG e fornecer informação actualizada ao Sector de Atendimento a Clientes. A equipa foi constituída por colaboradores com perfil adequado (bons conhecimentos da rede e motivação para o projecto), foi definido que deveriam funcionar por turnos de 24 h/dia e que possuiriam autonomia face às equipas de manutenção.

A equipa de Detecção de Fugas ficou com a responsabilidade de proceder à redefinição das áreas de influência dos reservatórios, de pesquisar fugas não visíveis com o apoio de um correlador acústico, de efectuar o acompanhamento junto do Sector de Manutenção, no lançamento dos dados das roturas no SIG e verificar sistematicamente o estado de operação das válvulas.

Na segunda fase foram definidas estratégias para o controlo e detecção de fugas, foi realizado um trabalho de campo sistemático e prolongado, com correcções de cadastro e

substituição de válvulas, de modo a criar 47 ZMC – Zonas de Medição e Controlo com cerca de 30 km cada, cujas implicações na distribuição de água não fossem significativas em termos de caudal e pressão.

As ZMC foram equipadas com caudalimetros electromagnéticos, associados a loggers equipados com sistema GSM, apresentadas na Figura 1, de modo a que os dados fossem enviados para o Gabinete de Detecção de Fugas.



Figura 1. Caudalimetro e Datalogger

Diariamente são analisados os dados provenientes de cada ZMC, da Telegestão, os dados referentes às roturas que ocorreram e é ainda calculado o INP – Índice Nocturno de Perdas. Este indicador é comparado com o histórico existente de cada sector e é com base no tratamento destas informações que são definidas as acções que serão realizadas pelas equipas de Detecção de Fugas

Se os valores obtidos se encontram dentro dos limites aceitáveis, de acordo com o histórico, o processo de recepção e análise dos dados continua. Caso não se obtenha um valor considerado aceitável procede-se a uma campanha de detecção de fugas, através da execução de um sub-zonamento da rede de distribuição de água, efectuando-se um fecho sequencial de válvulas. Quando é identificada a subzona em causa, procede-se a correlações acústicas e escuta directa de modo a efectuar-se a localização exacta da fuga com a utilização do Correlador e Geofano acústico (Figura 2 e 3).



Figura 2. Correlador Acústico



Figura 3. Geofano Acústico

Após a identificação da rotura é efectuada a reparação por parte de uma equipa de manutenção. Posteriormente a equipa de Detecção de Fugas, confere os dados de caudais, caso voltem aos limites aceitáveis, o processo volta à fase de análise de dados. Caso não voltem para valores aceitáveis, a equipa de detecção de fugas volta a efectuar novas acções.

No Quadro 1, apresentam-se os caudais e Índice Nocturno de Perdas calculados para as ZMC.

Quadro 1. Caudais e Índice Nocturno de Perdas das ZMC

BISCAIA

Anomalias	AO	DF	2009/2010	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Abr
Rede	0	0														
Ramal	0	0	Qm(2-5h) (m3/h)	0,3	0,2	0,3	0,2	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,3	0,2	0,4
Roubo Água	0	0	INPm (m3/dia/km)	5,0	2,3	5,6	2,4	1,9	1,0	1,3	1,3	1,5	1,9	2,9	2,3	7,3

Ano	INPm
2005	9,1
2006	4,7
2007	5,2
2008	12,0



MALVEIRA DA SERRA

Anomalias	AO	DF	2009/2010	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Abr
Rede	0	0														
Ramal	0	0	Qm(2-5h) (m3/h)	5,0	4,7	7,6	7,7	19,6	19,9	8,5	7,4	6,5	6,3	7,4	5,8	6,5
Roubo Água	0	0	INPm (m3/dia/km)	7,1	6,7	11,0	11,0	16,4	17,0	11,4	10,6	9,3	8,9	8,1	8,3	9,3

Ano	INPm
2005	11,0
2006	6,9
2007	7,4
2008	13,1



JANES

Anomalias	AO	DF	2009/2010	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Abr
Rede	1	1														
Ramal	0	0	Qm(2-5h) (m3/h)	3,1	3,0	3,1	3,0	3,9	2,9	2,8	2,8	2,6	2,4	2,4	2,4	1,8
Roubo Água	0	0	INPm (m3/dia/km)	11,8	11,8	11,6	11,6	15,4	11,0	11,1	10,4	10,1	9,5	9,4	9,3	6,9

Ano	INPm
2005	27,6
2006	17,8
2007	9,3
2008	16,3



VALE CAVALOS

Anomalias	AO	DF	2009/2010	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Abr
Rede	0	0														
Ramal	0	0	Qm(2-5h) (m3/h)	9,7	12,5	12,8	15,8	8,5	8,5	11,7	10,6	9,8	9,7	8,1	10,4	12,7
Roubo Água	0	0	INPm (m3/dia/km)	13,7	17,9	18,1	22,4	12,1	12,1	16,6	15,0	13,9	13,8	11,5	14,8	17,9

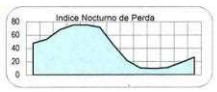
Ano	INPm
2005	7,2
2006	9,0
2007	9,8
2008	16,7



QUINTA DA MARINHA

Anomalias	AO	DF	2009/2010	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Abr
Rede	0	0														
Ramal	0	0	Qm(2-5h) (m3/h)	16,7	18,9	23,9	26,5	26,6	25,1	15,8	7,6	3,7	3,4	3,8	6,5	9,3
Roubo Água	0	0	INPm (m3/dia/km)	48,0	53,9	68,6	75,3	75,6	72,0	45,0	21,9	10,4	9,7	10,9	18,6	26,7

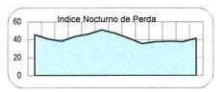
Ano	INPm
2005	29,1
2006	26,3
2007	36,7
2008	



COBRE 1.1

Anomalias	AO	DF	2009/2010	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Abr
Rede	1	5														
Ramal	0	0	Qm(2-5h) (m3/h)	75,7	68,3	63,4	72,5	77,4	84,3	78,7	69,2	59,3	62,9	63,9	63,1	68,9
Roubo Água	0	0	INPm (m3/dia/km)	45,7	41,0	38,3	43,5	46,4	50,9	47,3	41,8	35,6	37,8	38,4	37,9	41,6

Ano	INPm
2005	23,4
2006	27,4
2007	30,9
2008	34,0



O histórico entretanto criado, já permitiu confirmar que cada ZMC é um caso particular e deve ser analisado face às suas características e não de uma forma genérica.

A terceira fase iniciou-se com a Implementação de Modelos de Simulação Abastecimento de Água. A AdC pretende usar os modelos como instrumentos de apoio à detecção de fugas e

controlo de perdas (optimização de pressões, optimização da operação da rede, e consequente diminuição de perdas técnicas) e apoio à gestão operacional dos sistemas.

Nesta fase foi então criado um Gabinete de Modelação Hidráulica, com objectivos de conceber modelos de simulação calibrados, colocar em funcionamento os modelos e que fomentasse o uso destes pelos colaboradores da AdC.

Na construção dos modelos utilizou-se o software de modelação EPANET, os dados do Sistema de Informação Geográfico (condutas, nós, válvulas de seccionamento), os dados do Sistema de Gestão de Clientes (dados de facturação). e os dados do Sistema de Telegestão (caudais aduzidos ao sector).

Com esta informação, a equipa de modelação efectuou o cálculo de padrões de consumo e consumo-base para cada modelo.

Na Figura 4, apresenta-se o modelo hidráulico desenvolvido pela equipa de modelação da ZMC da Pampilheira.

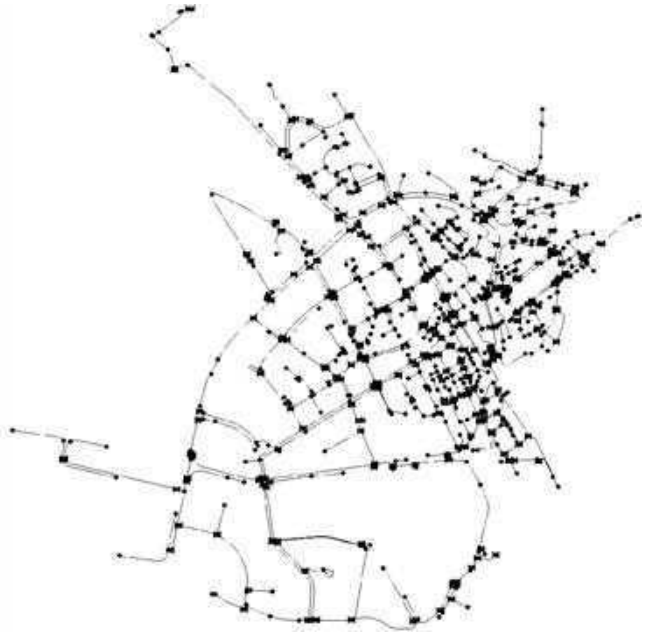


Figura 4. Modelo Hidráulico referente à ZMC da Pampilheira

Como os valores de caudais apresentam sazonalidade devido a um aumento de população na época de Verão, a equipa de modelação optou por dividir o ano em três épocas de consumo: época 1 (Janeiro a Maio), época 2 (Junho a Setembro) e época 3 (Outubro a Dezembro).

Na sequência da necessidade de ter os dados para calcular o consumo padrão para os grandes consumidores de cada sector, a AdC iniciou o estudo dos consumos dos grandes consumidores com a aplicação de loggers.

Para este estudo foi utilizado um registador de dados ligado aos contadores dos clientes através de uma sonda, apresentada na Figura 5.



Figura 5. Registador de dados ligado a um contador de um grande consumidor

Desde 2008 e até ao final 2009, no âmbito deste estudo foram substituídos 71 contadores que apresentavam funcionamento desadequado e permitiu a AdC um aumento na água facturada, como poderá constatar no Quadro 2.

Quadro 2. Resultados da substituição de contadores

Custo da Substituição de Contadores	
Total	4.872,74 €

Aumento de Consumo		
Caudal (m^3)	Custo (m^3)	Total
29489	0,47€	13.859,83 €
Saldo da Substituição de Contadores		
Total		**8.987,09 €**

No final do ano de 2009, a equipa de modelação já tinha modelado cerca de 10% da rede de distribuição de água e os modelos já estavam a ser utilizados pela equipa Detecção de Fugas na análise de reclamações, na detecção de consumos ilícitos, na Campanha de Detecção de Fugas (“step-testings”).

A modelação permitiu a criação de competências e mecanismos de modo a que a ferramenta (EPANET) seja utilizada pelas diversas áreas da actividade da empresa. A AdC considera que a modelação é importante não só para o controlo das perdas e para a remodelação da rede de distribuição de água, mas também para a obtenção de dados de apoio à tomada de decisão, nomeadamente nos Investimentos a realizar.

Iniciou-se uma quarta fase de controlo de perdas, com o projecto de Telemetria. Nesta fase a AdC pretende implementar este sistema nos grandes consumidores. Para isso a AdC realizou uma análise das tecnologias existentes no mercado e considerou que a tecnologia a escolher, deveria permitir aos técnicos da empresa identificar a perda de eficiência de um contador, dimensionar contadores, possuir alarmes (caudal, fuga e fraude), calcular padrões de consumo, que deveria estar ligado ao software do sistema de gestão de clientes e possuir uma base de dados de fácil ligação a outros sistemas.

Estes sistemas permitem recolher de forma automática os dados de consumo a partir dos contadores, transferi-los e armazená-los numa base de dados central.

A implementação deste tipo de sistemas permite leituras mais frequentes e fiáveis, com a consequente eliminação da utilização de estimativas de consumo, aumento da eficiência da facturação, redução das perdas (alerta de fugas, de fraudes e de contadores “parados”), diminuir os problemas de acessibilidade aos contadores e reduzir as reclamações por parte dos clientes.

No decorrer desta fase e das acções já realizadas na identificação de consumos ilícitos efectuados ao longo dos anos na AdC, foi efectuada uma campanha de detecção de ilícitos, na qual consistiu na atribuição de um prémio aos colaboradores da AdC que identificassem as irregularidades.

Na figura 6, apresenta-se uma fotografia de um consumo ilícito, identificado na campanha.



Figura 6. Consumo ilícito detectado

No Quadro 3, apresenta-se os resultados obtidos desde o início da campanha de detecção de ilícitos.

Quadro 3. Resultados da detecção de consumos ilícitos

CONSUMOS ILÍCITOS DETECTADOS EM 2010					
Mês	**Quantidade ilícitos**	**Água facturada (m3)**	**Valor facturado (Euros)**	**Prémio atribuido (Euros)**	**Impacto anual (m3)**
Janeiro	6	100	578	0	240
Fevereiro	3	6.169	13.845	0	513
Março	13	719	2.448	360	1.384
Abril	26	37.280	102.340	1.650	3.281
Maio					
Junho					
Julho					
Agosto					
Setembro					
Outubro					
Novembro					
Dezembro					
Total 2010	48	44.268	119.211	2.010	5.418

Conforme já foi referido no inicio da concessão, a AdC tinha uma percentagem de perdas de água aduzida ao sistema de 39% e no final de 2009, com a concretização das várias fases a percentagem de perdas de água aduzida ao sistema era de 20,5%.

No Quadro 4, apresenta-se o valor da água não facturada em 2001 e 2009.

Quadro 4. Valor da água não facturada em 2001 e 2009

Ano	Água Aduzida ao Sistema (m^3)	Água Facturada (m^3)	Água não facturada (m^3)	% Perdas
2001	23.194.554	14.171.094	9.023.460	39
2009	23.114.732	18.376.212	4.738.520	20,5

Apesar destas diferentes fases no controlo das perdas da AdC, nas quais foram realizadas diferentes acções, melhorados procedimentos, é necessário que desde o inicio do processo exista um envolvimento de toda a empresa e a consciência de que se trata de um trabalho continuo de modo a garantir a concretização dos objectivos propostos.

CONCLUSÕES

A AdC identifica como essencial à gestão do próprio sistema, à qualidade da água, à garantia de fornecimento e à redução dos custos, o controlo das perdas num sistema de abastecimento de água.

As metodologias adoptadas no controlo de perdas permitiu melhorar os sistemas existentes na AdC. No SIG (Sistema de Informação Geográfico) efectuou-se o cadastro de mais informação, tais como: cotas de terreno dos nós, válvulas e juntas cegas, diâmetro nominal de válvulas, rugosidades das tubagens e localização dos grandes consumidores através dos nós. efectuou-se a validação de informação no sistema de gestão de clientes e melhorou-se os procedimentos na aréa de manutenção.

Os recursos humanos afectos ao projecto são fundamentais para o sucesso do mesmo, tanto no que diz respeito à motivação, como ao envolvimento dos colaboradores nas várias etapas e nos resultados obtidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BILLMAN, L.ISERMA NN, R – Leak detection Methods For Pipelines Automatic. Vol 23, Na3, 1987

CARDOSO, Adriana, et al. – I CONFERÊNCIA INSSAA, Modelação de Sistemas de Abastecimento de Água, Barcelos, Maio 2007

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL, INSTITUTO REGULADOR DE ÁGUAS E RESIDUOS – Curso Controlo de Perdas de Água em Sistemas de Adução e Distribuição – Novembro. 2004

WRC - Water Industry Managings LeaKage. Engineerings and Operation Commitree, 1994

O papel da Certificação nos Serviços de Águas e Resíduos

Cecília ALEXANDRE[1]

RESUMO

A crescente preocupação no domínio da qualidade, quer como condição para a qualidade de vida dos cidadãos, quer como factor determinante para a produtividade e competitividade das empresas e do Estado, levaram à implementação e certificação dos sistemas de gestão das organizações.

Na sequência de novos requisitos legais e de novas exigências de mercado, as entidades gestoras de sistemas públicos de abastecimento de água e de gestão de resíduos têm vindo a reestruturar-se, exigindo algumas mudanças de procedimentos, para garantir a segurança do produto e a qualidade do serviço prestado aos utilizadores. Em resposta a consumidores cada vez mais esclarecidos, urge a implementação de boas práticas ao nível da gestão ambiental, da segurança e bem-estar dos trabalhadores, da qualidade e consequentemente da segurança do produto, suportadas por um conjunto de normas que atendem aos interesses dos consumidores e que servirão de referencial à certificação.

Se, por um lado, a certificação implica investimentos e reestruturação dos serviços, principalmente no caso de pequenas e médias entidades gestoras, por outro, torna possível atingir os níveis de desempenho necessários a uma maior eficiência e eficácia dos serviços e ajuda a construir uma imagem de confiança junto dos utilizadores.

Neste artigo, pretende-se mostrar o papel da certificação no sector dos serviços de águas e de gestão dos resíduos urbanos, mostrando as diferentes vertentes, bem como, a sua intervenção no modelo regulatório implementado a nível nacional.

Palavras-chave: Qualidade de serviço; normalização; regulamentação; certificação

[1] Engenheira Química, Coordenadora do Departamento da Qualidade da Água da Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR)
cecilia.alexandre@ersar.pt ; Tel.: 210 052 200; Fax: 210 052 259

1. A CERTIFICAÇÃO NO MODELO REGULATÓRIO

Antes de 1993, a situação global do sector de águas e resíduos em Portugal era inaceitável e apresentava dificuldades em responder aos novos desafios impostos pela União Europeia. O Governo Português comprometeu-se com a reorganização do sector em 1993, de forma a garantir o acesso universal e contínuo dos serviços à população, garantir elevados níveis de qualidade de serviço, nomeadamente em termos de qualidade da água, garantir a acessibilidade económica aos serviços e promover a sustentabilidade ambiental (RASARP, 2008).

Publicado o enquadramento legislativo necessário à reorganização do sector e criada a entidade reguladora para os serviços de abastecimento de água, saneamento de águas residuais e gestão de resíduos urbanos em Portugal, é reconhecido o ganho de eficiência nos níveis de desempenho da qualidade de serviço prestados pelo sector.

A regulação tem como principal objectivo assegurar uma correcta protecção dos interesses dos utilizadores dos serviços de águas e resíduos, devendo fazê-lo tendo em conta a sustentabilidade das entidades gestoras e a sustentabilidade ambiental dos sistemas.

De entre as atribuições da ERSAR, fixadas no artigo 5.º do Decreto-Lei n.º 277/2009, de 2 de Outubro, cita-se a alínea e) do número 1: “Assegurar a regulação da qualidade do serviço prestado aos utilizadores pelas entidades gestoras, avaliando o desempenho dessas entidades e promovendo a melhoria dos níveis de serviço”. Neste sentido, o modelo regulatório implementado em Portugal pela ERSAR utiliza um sistema de avaliação da qualidade do serviço prestado aos utilizadores que estabelece metas ambiciosas para os níveis de desempenho do sector, constituindo uma ferramenta de promoção de uma maior eficácia e eficiência na actividade das entidades gestoras.

Quanto à certificação, esta envolve a existência de requisitos legais, normas e/ou especificações, de organismos de certificação e de um organismo de acreditação nacional. Para operacionalizar o processo, deve haver um agente regulamentador, que dita as normas, e um agente acreditador, responsável pela coordenação e reconhecimento do processo de certificação.

Neste contexto, a ERSAR, por inerência de funções, tem promovido a dinamização da qualidade, tanto na actividade de certificação como na actividade de normalização sectorial, em articulação com as entidades sectorialmente competentes, como o Instituto Português da Qualidade e o Instituto Português de Acreditação, enquanto organismo nacional de acreditação.

Importa recordar que, por definição no Sistema Português da Qualidade, «Certificação» é o procedimento através do qual uma terceira parte acreditada dá uma garantia escrita de que um produto, processo, serviço ou sistema está em conformidade com requisitos especificados; e que «Acreditação» é o procedimento através do qual o organismo nacional de acreditação reconhece, formalmente, que uma entidade é competente tecnicamente para efectuar uma determinada função específica, de acordo com normas internacionais, europeias ou nacionais, baseando-se, complementarmente, nas

orientações emitidas pelos organismos internacionais de acreditação de que Portugal faça parte.

Um processo de certificação deve atingir os objectivos do fornecedor e do utilizador do produto. Do lado do fornecedor, a certificação serve de instrumento para fornecer procedimentos e padrões que visam responder às necessidades actuais e futuras. Pela óptica do utilizador, a certificação tem o objectivo de informar e garantir os atributos preconizados para o produto.

Consequentemente, a certificação pode ajudar a construir uma imagem de confiança junto dos utilizadores e a atingir os níveis de desempenho necessários a uma maior eficiência e eficácia dos serviços de águas e resíduos, contribuindo, directa ou indirectamente, como variável na quantificação da maioria dos indicadores de desempenho, com destaque para os relacionados com a defesa dos interesses do consumidor/utilizador e com a sustentabilidade ambiental.

Na monitorização dos indicadores de desempenho da qualidade do serviço prestado, pode considerar-se que a certificação, abraçada por um grande número de entidades gestoras como decisão estratégica da organização, permite avaliar a aptidão da organização para ir de encontro aos requisitos do cliente, estatutários e regulamentares aplicáveis ao produto e aos requisitos da própria organização (EN ISO 9001:2008).

A acreditação consiste no reconhecimento da competência técnica de entidades para executar determinadas actividades de avaliação da conformidade. A acreditação diferencia-se da certificação por não só exigir um sistema da qualidade, mas ainda requerer a necessária competência técnica para garantir confiança nos resultados e produtos das actividades acreditadas. Por isso, na regulamentação da qualidade da água destinada ao consumo humano a acreditação é considerada uma mais-valia diferenciadora dos serviços prestados pelos fornecedores.

Avaliados os dados disponíveis no RASARP 2008, para o conjunto das 64 entidades gestoras dos serviços de águas e resíduos, pode concluir-se que cerca de metade das entidades gestoras avaliadas apresenta pelo menos um processo de certificação, ou seja, 45% (29) seguiu a certificação como ferramenta de decisão estratégica da organização, com maior relevância na certificação dos sistemas de gestão da qualidade pela norma ISO 9001, e 55% (35) não adoptou qualquer tipo de certificação. O quadro 1 apresenta o resumo do número de processos de certificação implementados em 2008 nos serviços de águas e resíduos avaliados pelo modelo regulatório:

Certificação	N.º entidades gestoras certificadas
ISO 9001: Qualidade	29
ISO 14001: Ambiente	18
OSHAS 18001: Segurança e saúde dos trabalhadores	15
SA 8000:Responsabilidade social	8

NP 4427: Recursos humanos	2
ISO 22000: Segurança alimentar	1
Produto: Água para consumo humano	1

2. SISTEMAS DE GESTÃO DA QUALIDADE

A certificação dos sistemas de gestão da qualidade pode ter um impacte bastante positivo no reforço dos normativos sobre melhores práticas na gestão da qualidade dos serviços, quando são certificados por esquemas reconhecidos e credíveis, dando a garantia de que os procedimentos são sistematicamente satisfeitos. Exemplo disto é a importância dada pelo Estado Português ao especificar nos contratos de concessão dos serviços de águas e resíduos o requisito de certificação da gestão da qualidade pelo referencial ISO 9001.

Uma das variáveis contabilizadas para o cálculo dos indicadores de desempenho da qualidade de serviço prestado pelas entidades gestoras do sector é a implementação da certificação do sistema de gestão da qualidade pela norma ISO 9001.

3. SISTEMAS DE GESTÃO AMBIENTAL, DA SEGURANÇA E SAÚDE DOS TRABALHADORES

Os consumidores estão cada vez mais atentos, informados e preocupados com questões que envolvam o cumprimento de requisitos legais e a protecção do ambiente e dos direitos dos trabalhadores, principalmente porque os consumidores não conseguem, na maioria das vezes, acompanhar e compreender a complexidade e os avanços ocorridos na ciência.

Assim, entre outras certificações, as certificações de sistemas de gestão ambiental (ISO 14001) e de gestão da segurança e saúde dos trabalhadores (OSHAS 18001), como ferramenta de melhoria contínua para a organização, são também variáveis consideradas nos indicadores de desempenho da qualidade de serviço prestado pelas entidades gestoras.

4. SISTEMAS DE GESTÂO DA SEGURANÇA DA ÁGUA

A segurança da água deve ser suportada pela avaliação dos riscos na saúde humana, permitindo transmitir ao consumidor a confiança em beber água livre de contaminantes biológicos e químicos.

Sem dúvida que o desenvolvimento e a implementação efectiva de planos de segurança da água ganharam a atenção global como um meio eficaz de gestão da segurança da qualidade da água. Sendo previsível a implementação dos planos de

segurança da água, baseados nos princípios de gestão de riscos, como requisito legal no direito comunitário, a ERSAR tem promovido a sua implementação.

Com a abordagem aos princípios de gestão de riscos, pretende-se passar do actual processo de monitorização de conformidade de valores paramétricos pré-estabelecidos para uma abordagem de gestão preventiva em todo o processo operativo, integrando a avaliação e a gestão de riscos desde a origem de água, passando pelo tratamento e distribuição, até à torneira do consumidor.

A certificação da gestão da segurança alimentar pelo referencial ISO 22000, baseada nos princípios do HACCP (*Hazard Analysis and Critical Control Points*) alinhados com os princípios da gestão da qualidade, permite às entidades gestoras demonstrar ao mercado que têm um plano de segurança da água devidamente implementado, mantido e actualizado, com capacidade de fornecer água segura para o consumidor em conformidade com os requisitos regulamentares, visando aumentar a satisfação do consumidor num processo de melhoria contínua.

Em Portugal, tem-se vindo a verificar uma crescente adesão das entidades gestoras à implementação de planos de segurança da água nos serviços de abastecimento de água. No entanto, até à data apenas a entidade gestora Águas do Algarve tomou a iniciativa de avançar para a validação do seu plano de segurança da água através da certificação pela ISO 22000.

5. CERTIFICAÇÃO DE PRODUTO

Um dos aspectos importantes no processo de abastecimento de água é garantir ao consumidor a qualidade da água fornecida e a veracidade da informação disponibilizada, visando potenciar uma mudança de imagem e de atitude junto dos consumidores.

A certificação de produto é a garantia escrita, dada por um organismo de certificação independente e imparcial, que comprova que o produto está conforme com as exigências definidas através de normas ou especificações técnicas, podendo aplicar-se ao produto água para consumo humano, bem como a todos os produtos em contacto com a água ao longo do sistema de abastecimento.

A legislação sectorial não especifica quaisquer requisitos sobre esta matéria, sendo a certificação do produto água para consumo humano um processo de aplicação voluntário. Não existem normas ou outros documentos normativos que definam as características e os requisitos para a certificação do produto água para consumo humano. No entanto, para apoiar as entidades gestoras de sistemas públicos de abastecimento de água, que pretendam avançar para um processo de Certificação do Produto “Água para Consumo Humano”, a ERSAR promoveu a constituição de uma comissão técnica, com representantes do sector, para a elaboração de uma Recomendação ERSAR sobre as especificações técnicas para a certificação deste produto, a divulgar brevemente em www.ersar.pt.

A certificação do produto, tendo como referencial este documento, deve evidenciar que, independentemente do tipo de captação, tratamento, adução e distribuição de água, as características específicas do produto “Água para Consumo Humano” são mantidas. Nesta especificação encontram-se definidas as características microbiológicas, organolépticas,

físico-químicas e radiológicas e respectivos requisitos do produto no ponto de entrega a uma entidade gestora e no ponto de entrega ao consumidor.

Como pré-requisito para a certificação do produto, é especificado que a entidade gestora deve evidenciar a implementação de um plano de segurança da água suportado pela certificação do seu sistema de gestão da qualidade de acordo com os requisitos da norma NP EN ISO 9001, certificado por um organismo de certificação acreditado. Em alternativa, a entidade gestora pode evidenciar a certificação de um sistema de gestão de segurança alimentar pela norma ISO 22000, certificado por um organismo de certificação acreditado.

Quanto aos produtos em contacto com a água destinada ao consumo humano, por imposição do Decreto-Lei n.º 306/2007, de 27 de Agosto, passará a ser obrigatória a utilização de produtos aprovados pela autoridade competente. Para cumprimento deste requisito legal, a ERSAR promoveu a criação de um Esquema de Aprovação em Portugal para os produtos em contacto com a água, onde em regulamentação serão estabelecidas as especificações técnicas por cada tipo de produto e as regras gerais para o processo de certificação do produto.

Assim, a certificação dos produtos de construção em contacto com a água e dos produtos químicos utilizados no tratamento da água passará a ser requisito legal obrigatório na medida em que um processo de certificação de produto suportará o futuro Esquema de Aprovação em Portugal.

Em consequência destes futuros esquemas de certificação de produto, a marcação do produto certificado/aprovado poderá vir a ser suportada pela criação de uma marca ERSAR que permita facilmente aos utilizadores identificar e rastrear os produtos certificados/aprovados neste âmbito.

6. NORMALIZAÇÂO

A ERSAR tem colaborado com o organismo nacional de normalização, participando nos grupos de trabalho das diferentes comissões técnicas portuguesas de normalização sobre os sistemas de saneamento básico (CT 90).

No caso especifico da certificação de produto, e como já referido, esta é um meio de comprovar que o produto certificado está conforme com as exigências definidas através de normas ou especificações técnicas. De suporte ao futuro Esquema de Aprovação em Portugal onde se inclui a certificação dos produtos em contacto com a água destinada ao consumo humano, a ERSAR participa na elaboração das normas portuguesas no domínio das Comissões Técnicas de Normalização da CT90/SC1 relativas aos grupos de trabalho WG3 (produtos de construção em contacto com a água para consumo humano) e WG9 (produtos químicos utilizados no tratamento da água para consumo humano) do CEN/TC 164 – *Water Supply*.

7. ACREDITAÇÃO DE LABORATÓRIOS / CERTIFICAÇÃO DE PESSOAS

Para que a fiabilidade dos resultados do controlo da qualidade tenham um grau de confiança elevado, e para respeitar o que está definido na legislação, é fundamental que a avaliação da competência técnica dos laboratórios que efectuam os ensaios relacionados com o controlo da qualidade da água para consumo humano seja realizada com grande rigor, transparência e objectividade.

Assim, por imposição do Decreto-Lei n.º 306/2007, de 27 de Agosto, desde o dia 01 de Janeiro de 2010, que a acreditação dos laboratórios pela norma ISO 17025, bem como a certificação dos técnicos de colheita de amostras de água, passou a ser um requisito legal obrigatório.

8. CONCLUSÃO

Neste contexto, os dirigentes, os gestores, os trabalhadores e a Administração Pública em geral devem perspectivar a certificação como um objectivo de melhoria contínua.

A qualidade nos serviços prestados deve assumir-se como um indicador para a inovação, introduzindo alterações na gestão, na organização e competência e nas condições de trabalho dos colaboradores, preparando as entidades gestoras que pretendam tornar-se, de forma sustentada, mais responsáveis e mais capazes para vencerem os desafios.

Futuramente, cabe verificar através dos indicadores de desempenho, a melhoria no grau de desempenho da qualidade de serviço prestado pelas entidades gestoras, como consequência da mudança de comportamento e da sustentabilidade ambiental dos serviços.

O PAPEL DOS SISTEMAS DE INFORMAÇÃO NO CICLO INTEGRAL DA ÁGUA,E A SUA LIGAÇÃO COM EFICIÊNCIA E PRODUTIVIDADE

Modesta Hoyuela ([1])

RESUMO

Emasesa, a empresa que gere o ciclo integral da água na cidade de Sevila e na sua área metropolitana, impulsionou de uma forma fundamental a sua política de orientação ao cliente, apoiando-se na utilização de novas tecnologías, com o lançamento de projectos de desenvolvimento e implementação de sistemas de informação específicamente desenhados para a gestão integrada de todas as actividades derivadas do ciclo integral da agua.

Palavras chave: Sistemas, gestão, clientes, informação,tecnologias

[1] Desenvolvimento comercial EMASESA mhoyuela@emasesa.com; Telf/Fax: 0034 955 477 419/ 955 477 540

[1] Chefe de vendas da EMASESA

1. Enquadramento

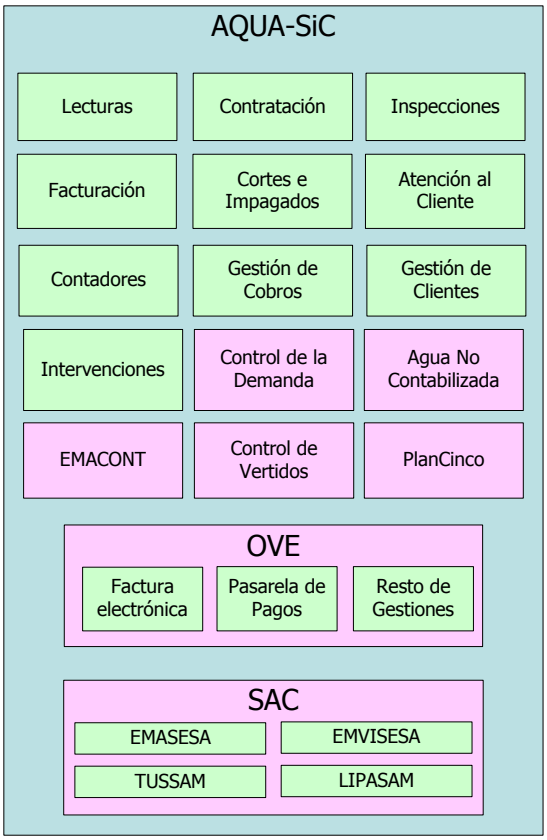
Emasesa, a empresa que gere o ciclo integral da água na cidade de Sevila e na sua área metropolitana, impulsionou de uma forma fundamental a sua política de orientação ao cliente, apoiando-se na utilização de novas tecnologías, com o lançamento de projectos de desenvolvimento e implementação de sistemas de informação específicamente desenhados para a gestão integrada de todas as actividades derivadas do ciclo integral da agua.

Uma empresa de serviços como Emasesa está obrigada a liderar a implementação de tecnologias inovadoras, que a tornem mais eficiênte nos seus processos e garantam um serviço óptimo aos cidadãos. Pelo atrás referido projectos como este são uma perioridade para nós. Basicamente poderíamos agrupar as nossas actividades em gerir e satisfazer as necessidades dos nossos clientes, dispor de redes de abastecimento e saneamento de qualidade e gerir projectos e obras de infra-estructuras de produção e distribuição de uma maneira eficiênte e integrada.

Aqua WS é um sistema integral de gestão de serviços de Empresas de Gestão de água e saneamento.

Aqua WS é composto de 3 módulos, Aqua SIC (sistema integral de gestão de clientes), AquaRed (gestão integral de intervenções na rede) e Aqua Sig (sistema integral deprojectos e obras).

Os 3 sistemas estão totalmente integrados entre eles assim como com outros sistemas de suporte do negócio que utilize a empresa



2. SISTEMA INTEGRAL DE GESTÃO DE CLIENTES AQUA-SIC

O sistema integral de gestão de clientes (AQUA-SiC) abarca todas as actividades relacionadas com o cliente em torno do seu contracto, desde os pedidos prévios, às inspecções e as intervenções relacionadas com o ramal e o contador assim o ciclo de leitura, facturação e cobrança sem deixar de lado as acções comerciais, controlo da procura estabelecendo-se um sistema de atendimento multicanal, no qual os cidadãos podem realizar qualquer gestão ou solicitar informação de todas as empresas integradas bem como via web através da loja virtual, ou atendimento personalizado e adaptado aos novos tempos.

3. SISTEMA INTEGRAL DE GESTÃO DE INTERVENÇÕES NAS REDES (AQUA-ReD)

O sistema integral de gestão de intervenções nas redes (AQUA-ReD) permite realizar todas las actividades relacionadas com a conservação das redes de abastecimento para manter os níveis óptimos de qualidade das redes assim como gerir e controlar as fugas de uma maneira integrada com o sistema de informação geográfico e em mobilidade. As equipas de campo trabalham on line graças a uns terminais móveis que suportam altas temperaturas, pó, água e quedas desde uma altura de um metro e que vía gprs mantêm actualizada a informação no sistema. Os colaboradores de gabinete e os de campo têm a mesma informação em cada momento assim como em caso de urgência a equipa de campo pode actuar sobre uma ocorrência consultando o sistema sem ter que utilizar o rádio nem o telefone.

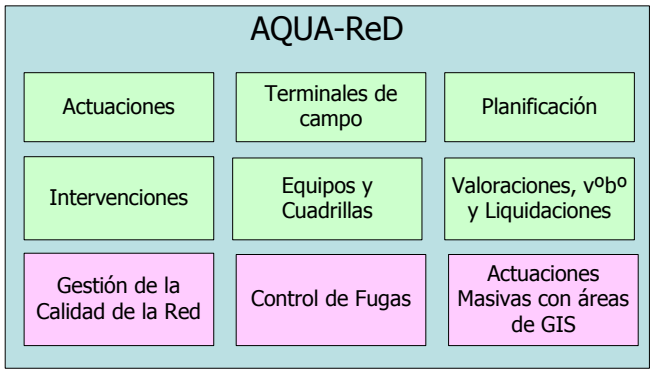


Figura 2

4. SISTEMA INTEGRAL DE PROJECTOS E OBRAS (AQUA-SigO)

O sistema integral de projectos e obras (AQUA-SigO) permite fazer o seguimento de todas las actividades necessárias (projecto, estudo, análise, obra) para levar a cabo novas infra-estructuras de distribuição e de producção, em diferentes planos e exercícios.

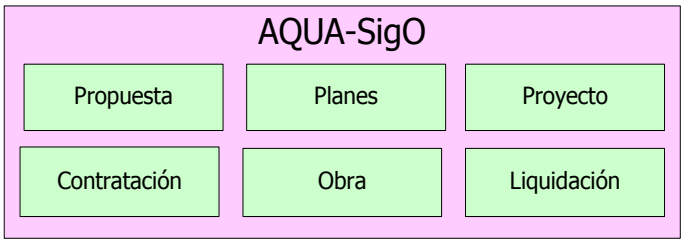


Figura 3

5. INTEGRAÇÃO DOS SISTEMAS DE NEGÓCIO AQUAWS.

Os sistemas de negócio (AQUA) para além de estarem integrados entre si tambem estão com os sistemas transversais ou de suporte ao negócio da empresa como ERP de Logística de Compras, armazéms e Financeiro, a gestão documental, DatawareHouse, RH e GISlo que permite se mais eficiêntes, porque já não é necessário enviar correios electrónicos ou realizar chamadas telefónicas porque são os própios sistemas de workflow das aplicações que avisam o utilizador, todos sabem quem têm pendente uma actividade.

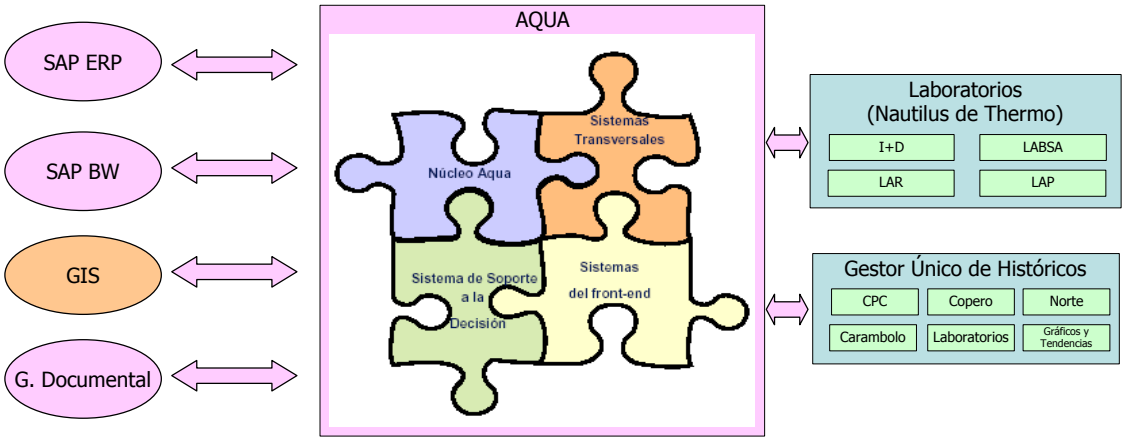


Figura 4

- Aqua WS: Sistema On-site, aplicação instalada na empresa compradora, é um produto flexível e praticamente personalizado. Implementável sobre qualquer plataforma existente no mercado., Eficiência, Eficácia e sustentabilidade são palavras que definem o producto. As suas actualizações sistemáticas permitem facilitar a evolução da aplicação mantendo assim a sua posição como melhor aplicação que existe no mercado.

- Aqua WS Renting : Sistema integral de Gestão, mediante aluguer de serviço, adaptado ás necessidades essênciais das Empresas Gestoras de água e empresas de menor dimensão, convertendo-se numa maneira exequível de melhorar a gestão da sua empresa com um sistema integral e sem realizar um grande investimento em equipamentos do processo

Conclusoes

- A tecnologia é uma ferramenta vital para o desenvolvimento dos nossos objectivos
- TIC como ferramenta essencial porque contribui com funções com valor e como elemento integrador e optimizador para conseguir uma utilização responsável da água
- Um dos nossos principais objectivos é liderar a implementação de tecnologias inovadoras que nos tornem mais eficientes nos nossos processos. Isto resulta numa melhor atenção ao cidadão.
- E supõe o compromisso com a eficácia, a inovação e a orientação para com os grupos de interesse. A tecnologia é uma ferramenta vital para o desenvolvimento dos nossos objectivos

O PROJECTO "POLUIÇÃO ZERO" NA EMPRESA ÁGUAS DE CASCAIS

Madalena R. OLIVEIRA[1]

Ao longo da história a relação do Homem com os cursos de água sofreu grandes alterações. Com o desenvolvimento industrial e a crescente densificação dos aglomerados populacionais, as linhas de água começaram a ser utilizadas como meios condutores de águas residuais domésticas e assim, se foi cimentando uma ideia de desprezo e de mero utilitarismo relativamente aos rios e ribeiras.

Um pouco por todo o mundo e também em Portugal, tem vindo a surgir um crescente despertar de consciências para esta problemática. Também a Águas de Cascais, empresa certificada nas vertentes de Ambiente e de Responsabilidade Social entre outras, está atenta a esta realidade e tem envidado grandes esforços no sentido de minimizar o impacto ambiental das infra-estruturas sob a sua gestão.

Neste contexto, foi constituído um grupo de trabalho multidisciplinar composto por elementos da Direcção de Projecto e Obras (DPO) e Direcção de Exploração e Manutenção (DEM), que em parceria com a Câmara Municipal de Cascais tem vindo a desenvolver um projecto a que se atribuiu o nome de "Poluição Zero".

O Projecto "Poluição Zero" mobilizou as nossas equipas na erradicação de focos de poluição nas ribeiras do Concelho, promoveu a inspecção das redes de águas residuais domésticas e pluviais a montante das ocorrências, de modo a identificar a origem das anomalias e delinear as medidas correctivas necessárias à sua correcção.

Pode-se dizer que o todo este processo tem início na fase de apreciação do projecto predial/loteamento.

Nesta fase :

- É indispensável um cadastro fidedigno e com a máxima fiabilidade;
- Considerar redes prediais separativas, doméstica e pluvial;
- Garantir que o efluente recolhido abaixo dos arruamentos é bombeado para o nível dos mesmos;
- Garantir que os logradouros estão individualizados e que cada fracção tem um ramal domiciliário próprio
- Garantir que a caixa de ramal predial se encontra no limite de propriedade, em zona acessível e visitável;

Na fase de construção, aquando da realização das vistorias às condições de ligação das redes prediais às redes públicas, deverá ser rigorosamente verificado:

[1] Engenheira Civil pelo Instituto Superior Técnico.
Responsável pela Direcção de Projectos e Obras da Águas de Cascais, SA.
Endereço: Avenida do Ultramar, 18, 2754–525 Cascais – Portugal. Tel.: (351) 214 838 352
e-mail: moliveira@aguasdecascais.pt

- A correcta ligação dos ramais prediais aos colectores públicos (doméstico/doméstico, pluvial/pluvial)
- Que se encontram devidamente instalados sistemas elevatórios, sempre que necessário e conforme aprovado em projecto;
- Que a obra foi executada conforme projecto aprovado;
- Caso o projecto tenha sido aprovado com fossa, garantir que a mesma é estanque e que tem a acessibilidade necessária para que se possa proceder ao seu despejo;
-

Deverão também ser promovidas acções de sensibilização à população no sentido de serem utilizados correctamente os sistemas prediais/públicos doméstico e pluvial.





Pelo atrás exposto torna-se evidente que os principais focos poluidores, são:

Descargas indevidas de efluente doméstico nas ribeiras









Anomalias nas infra-estruturas prediais em construções já existentes e em construções recentes.





e ainda

Utilização indevida dos sistemas

No presente trabalho pretende-se descrever formas de actuação que a empresa Águas de Cascais tem vindo a desenvolver de forma a minimizar os problemas ambientais existentes nas ribeiras do concelho:

Nos sistemas públicos é garantida a manutenção preventiva dos colectores recorrendo às seguintes metodologias:

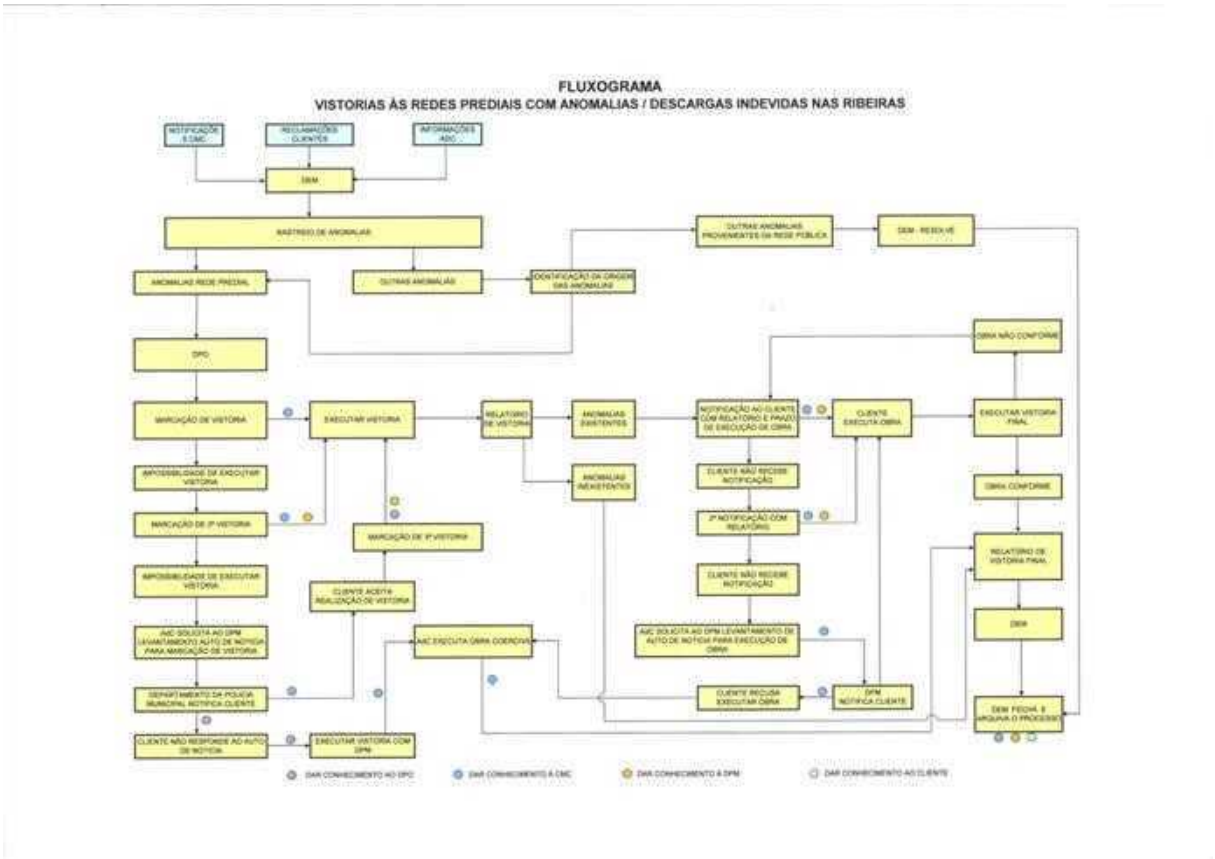
- Inspecção visual;
- Detecção por fumo;
- Inspecção CCTV
- Inspecção com recurso a corantes;

Aquando da detecção de uma descarga indevida, é realizado todo um trabalho de prospecção para identificação da origem da mesma, de jusante para montante, recorrendo aos métodos atrás descritos.



Após detecção da origem das anomalias a actuação da Adc segue os procedimentos conforme descrito em organograma abaixo apresentado.

⇩



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Não aplicável

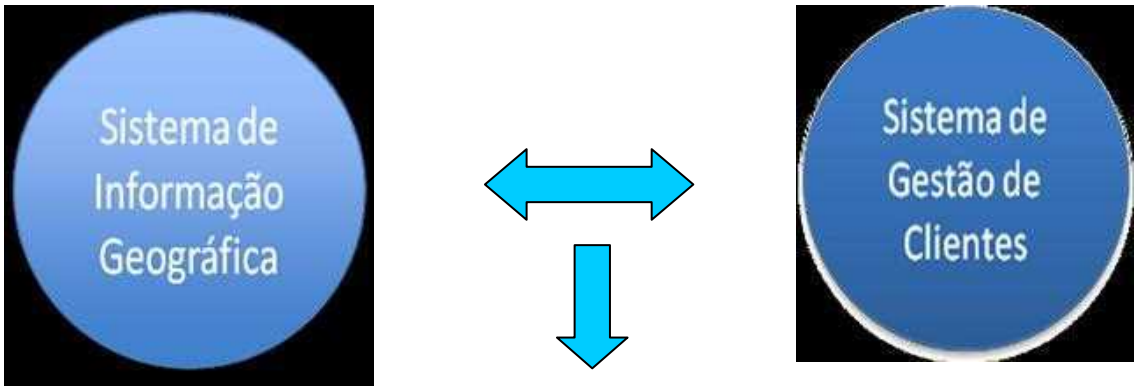
O PROJECTO "ROTEIRO ÚNICO" NA EMPRESA ÁGUAS DE CASCAIS

Madalena R. OLIVEIRA[1]

Susana ANTUNES[2]

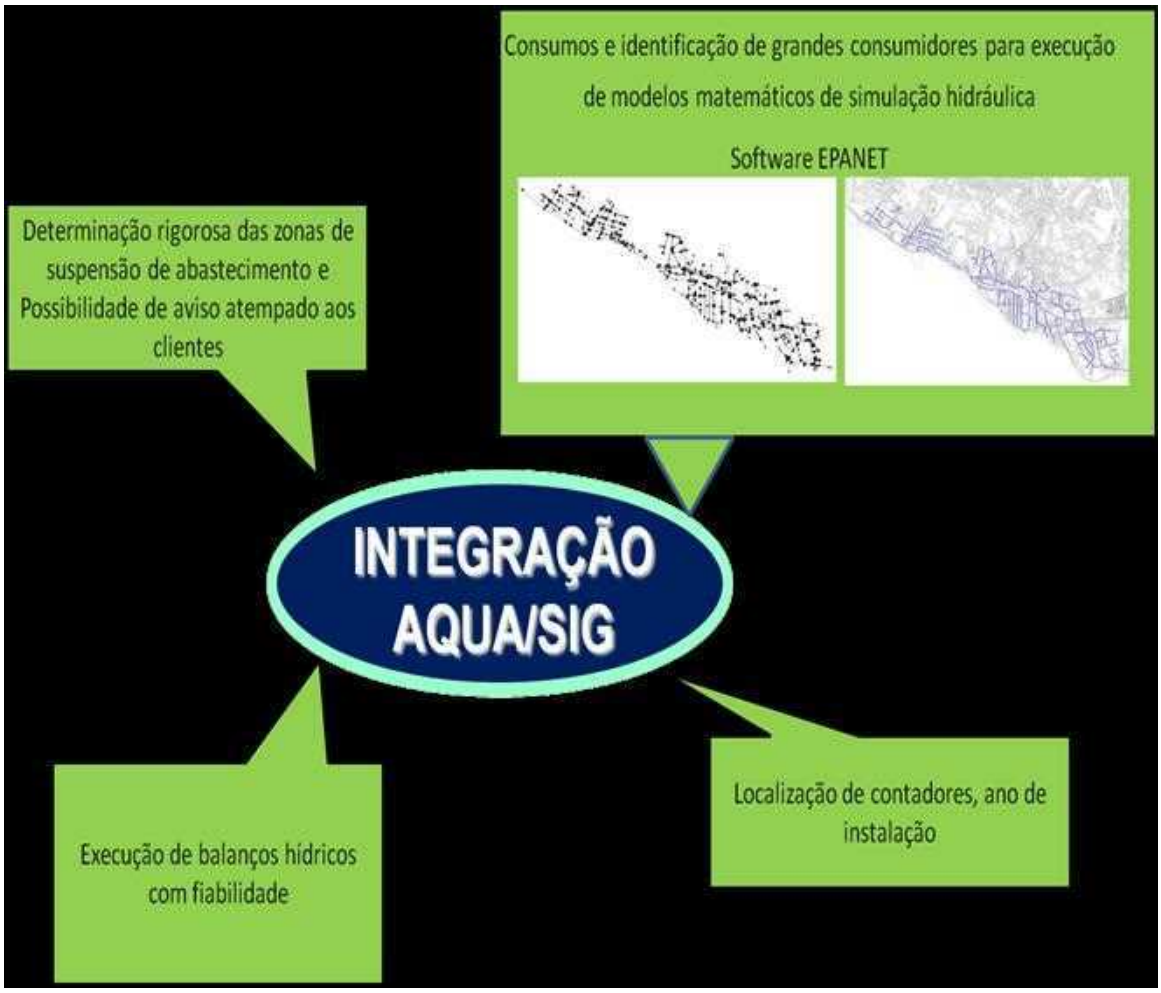
A presente comunicação pretende partilhar uma prática adoptada pela empresa Águas de Cascais, que no âmbito do Contrato de Concessão da Exploração do Sistema Municipal de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais, presta um serviço público de gestão das redes de abastecimento de água e de drenagem de águas residuais domésticas a cerca de 112.800 clientes, no concelho de Cascais.

Após um processo de implementação do Sistema de Informação Geográfica (SIG) na Águas de Cascais e a constituição de um cadastro fidedigno e actualizado, foi identificada a necessidade de compatibilização de roteiros entre SIG e o Sistema de Gestão Comercial, com vista a uma integração entre os dois sistemas e às inúmeras vantagens provenientes dessa integração.



MAIS VALIAS DA INTEGRAÇÃO DOS DOIS SISTEMAS:

[1] Engenheira Civil pelo Instituto Superior Técnico.
Responsável pela Direcção de Projectos e Obras da Águas de Cascais, SA.
Endereço: Avenida do Ultramar, 18, 2754–525 Cascais – Portugal. Tel.: (351) 214 838 352
e-mail: moliveira@aguasdecascais.pt



O presente trabalho visa descrever as metodologias utilizadas em fases distintas do projecto, bem como os problemas evidenciados durante a compatibilização dos roteiros.

No início do desenvolvimento do projecto foram identificadas diversas condicionantes que não permitiram a imediata compatibilização entre os dois sistemas, nomeadamente a existência de:

- Duplicações de ruas;
- Toponímia incorrecta;
- Ramais cadastrados em localizações erradas;

- Duplicação de ramais;
- Prédios sem ramal;
- etc.

Assim, foram definidas diversas acções devidamente planeadas que se descrevem:

1 - **<u>Numa 1ª Fase, procedeu-se</u>**:

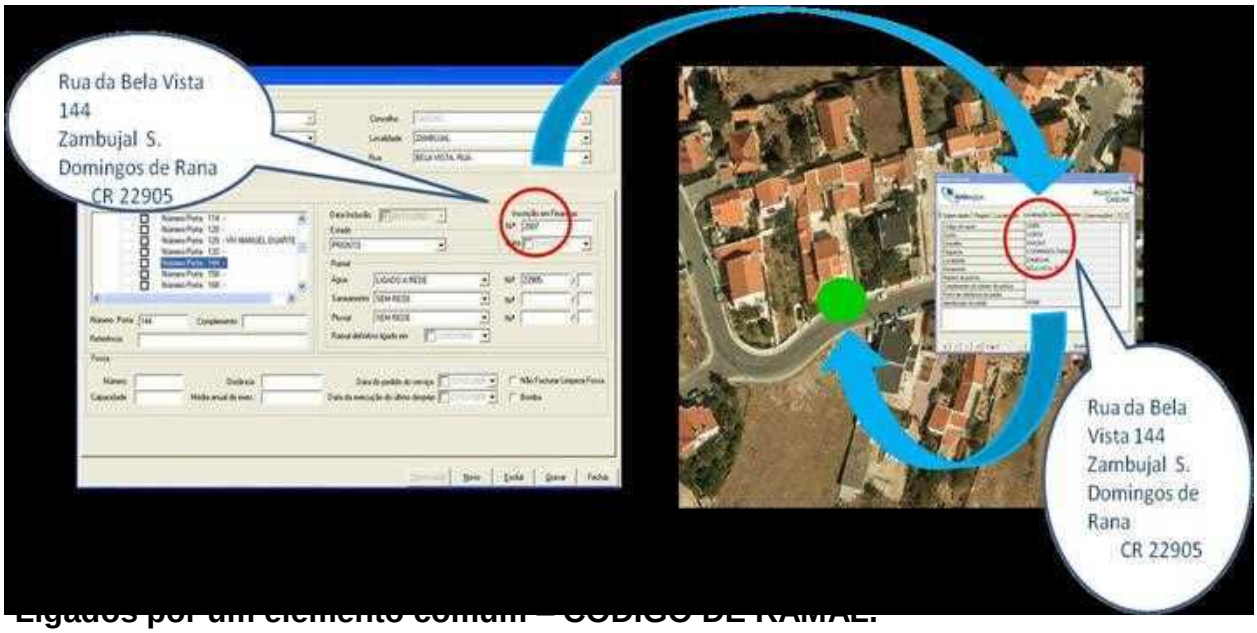
- Rastreio em gabinete da base de dados do Sistema de Gestão de Clientes;
- Actualização de moradas;
- Identificação e tratamento de prédios duplicados.

2 - <u>Numa 2ª Fase</u>:

- Correspondência manual de moradas em gabinete, recorrendo a técnicos com conhecimento das zonas;
- Correspondência automática de moradas exactamente iguais nos dois Sistemas (Sistema de Informação Geográfica e Sistema de Gestão de Clientes);

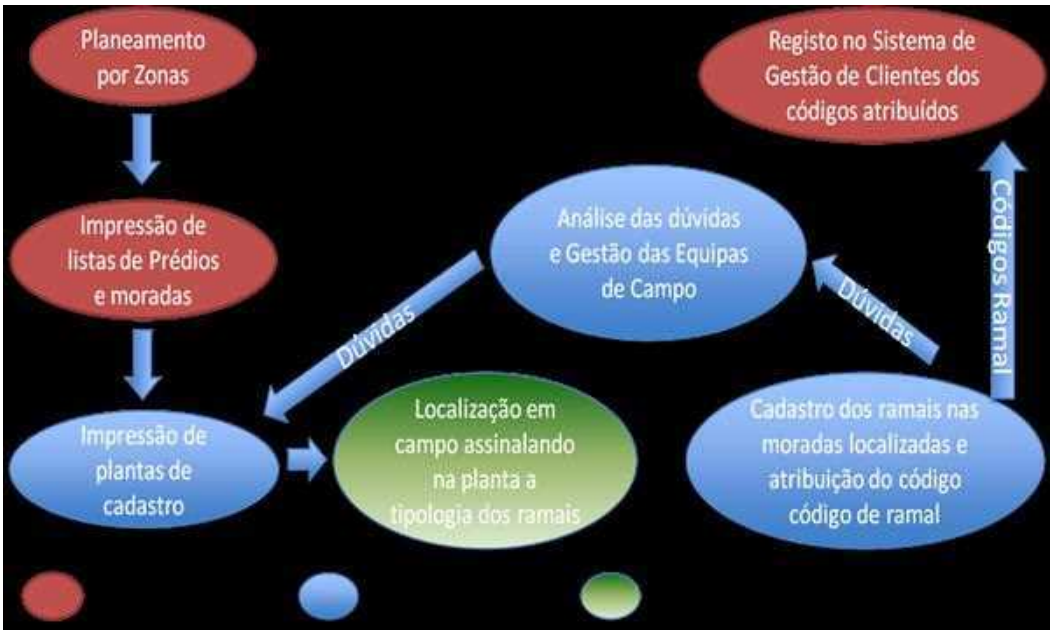
Concluída a 2ª Fase do projecto atingiram-se cerca de 70% de correspondências entre as Bases de Dados dos dois Sistemas.

Procedeu-se assim, a uma ligação das Bases de Dados que permitiu a visualização nos dois sistemas das moradas já validadas.



Ligados por um elemento comum – CÓDIGO DE RAMAL.

3 - <u>Numa 3ª Fase</u>: procedeu-se à constituição de equipas de campo e ao desenvolvimento da seguinte metodologia:



DPO – Direcção de Projectos e Obras

DC – Direcção Comercial

4 - <u>Numa 4ª Fase</u>: procedeu-se a uma exaustiva aferição dos resultados do projecto:

Execução de "*Queries"* por freguesia para identificação de :

- ramais sem código;
- ramais com código no SIG sem correspondência no SGC;
- ramais com código no SGC sem correspondência no SIG;
- ramais cujo código tivesse localizações em mais do que 1 freguesia;
- ramais com códigos repetidos;
- moradas iguais com mais do que 1 código de ramal;
- etc.

A integração dos dois Sistemas produzirá benefícios para a Águas de Cascais a diferentes níveis, tendo resultados esperados que serão alvo de análise deste trabalho, entre os quais:

- Criação de procedimentos que garantem a ligação aquando da criação de ramais / Prédios
- Melhoria e ampliação das funções de análise de rede
- Maior eficácia na identificação de consumo ilícito através da possibilidade do cruzamento da informação de consumos(SGC) com a informação espacial das Zonas de Medição e Controlo (SIG);
- Maior eficácia na detecção de clientes que não se encontram ligados à rede pública ou que se encontram indevidamente ligados;

- Maior eficácia identificação dos clientes afectados por interrupções de abastecimento, respectiva análise de sensibilidade e eventual avaliação de alternativas

Aquando da apresentação oral deste trabalho será feito o ponto de situação do projecto, o desenvolvimento de procedimentos transversais às duas direcções da Águas de Cascais envolvidas, Direcção de Projectos e Obras (DPO) e Direcção Comercial (DC), e os procedimentos que visam garantir que após concluído o projecto de compatibilização, a integridade referencial entre as bases de dados se mantém, mantendo-se a singularidade de moradas nas bases de dados dos dois sistemas até à sua integração.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Não aplicável

OPTIMIZAÇÃO DE UM SISTEMA DE LAMAS ACTIVADAS POR UM ALGORÍTMO GENÉTICO

ISABEL A. C. P. ESPÍRITO SANTO(1); LINO COSTA(1); ROMAN DENYSIUK(2);
EDITE M. G. P. FERNANDES(1)

RESUMO: Apresenta-se, neste artigo, um problema de optimização relacionado com um processo biológico de tratamento de águas residuais. A formulação matemática que surge da modelação de um sistema de lamas activadas de uma ETAR é optimizado, em termos de custos de investimento e custos operacionais, através de um algoritmo genético. É usado o modelo ASM1 para as lamas activadas, um dos modelos matemáticos mais difundidos e aceites pela comunidade científica. Para o sedimentador secundário é usado um modelo que combina as normas ATV e o modelo da dupla exponencial. Trata-se de uma formulação matemática de elevada complexidade. O modelo está disponível em MatLab e AMPL, e foi resolvido por uma heurística que garante convergência para um óptimo global do problema. Esta heurística baseia-se num algoritmo genético que implementa elitismo.

PALAVRAS CHAVE: ALGORITMOS GENÉTICOS, CUSTO MÍNIMO, LAMAS ACTIVADAS, MODELAÇÃO

(1) Departamento de Produção e Sistemas, Universidade do Minho
{iapinho,lac,emgpf }@dps.uminho.pt
Campus de Gualtar, 4710-057 Braga, Portugal
(2) Centro Algoritmi, Universidade do Minho
denysiukr@gmail.com
Campus de Gualtar; 4710-057 Braga, Portugal

1 INTRODUÇÃO

Após a consciencialização gradual e generalizada a respeito das agressões ambientais, em particular aos recursos hídricos, a qual teve tradução na legislação ambiental e na emergência de uma cidadania ecológica e com a posterior actuação governamental/autárquica no sentido de implementar Estações de Tratamento de Águas Residuais (ETAR), importa agora melhorar o seu desempenho.

Para o tipo de efluente em causa, deve calcular-se a combinação que leva a um desenho óptimo (mais eficiente / menos dispendioso), recorrendo a modelos matemáticos que descrevam a evolução no sistema das características físicas, químicas e biológicas da água a tratar. Isto porque os elevados custos, quer de construção, quer de operação associados ao tratamento das águas podem ameaçar a sobrevivência de algumas indústrias menos preparadas.

Neste trabalho, a formulação matemática que surge da modelação de um sistema de lamas activadas de uma ETAR é optimizada, em termos de custos de investimento e custos operacionais, através de um algoritmo genético (Costa e Oliveira, 2001). Para efeitos de comparação, o problema é também resolvido pelo *solver* comercial LOQO (Vanderbei e Shanno, 1999)

Um dos modelos matemáticos mais difundidos e aceites pela comunidade científica é o ASM1 (Henze *et al*., 1986), que contempla, para além da remoção da matéria carbonácea, os processos de remoção de azoto – nitrificação e desnitrificação. Para o sedimentador secundário é usado um modelo que combina as normas ATV (Ekama *et al.*, 1978) e o modelo da dupla exponencial proposto por Takács *et al.* (1991). Este modelo já foi utilizado no passado, com bons resultados (Espírito Santo *et al.*, 2006). No entanto, trata-se de uma formulação matemática de elevada complexidade. Além disso, grande parte dos *solvers* disponíveis, como o LOQO, baseiam-se numa procura local, o que significa que o óptimo encontrado pode não ser o melhor.

O modelo está disponível em MatLab e AMPL, e foi resolvido por uma heurística que garante convergência para um óptimo global do problema. Esta heurística baseia-se num algoritmo genético que implementa elitismo.

Este artigo organiza-se em cinco secções, como a seguir se descreve. Na Secção 2 faz-se uma apresentação detalhada do modelo de lamas activadas, bem como uma descrição pormenorizada da formulação do problema de optimização, apresentando-se as restrições e a formulação da função objectivo. Na Secção 3 é apresentado o algoritmo genético usado para calcular o óptimo global do sistema de lamas activadas. Por fim, nas secções 4 e 5 apresentam-se os resultados numéricos resultantes das experiências computacionais, e as conclusões e trabalho futuro.

2 O SISTEMA DE LAMAS ACTIVADAS

O sistema de lamas activadas é constituído por um arejador e um sedimentador (Figura 1), sendo o mais utilizado para o tratamento secundário de águas residuais. Como tal, surgiu a necessidade de ser modelado, uma vez que se consegue deste modo reduzir um sistema complexo a uma imagem conceptual de como ele funciona. Hoje em dia, a modelação de tais sistemas tornou-se uma parte essencial do desenho e operação de ETAR. Existem actualmente modelos internacionalmente aceites pela comunidade científica. A vantagem de se utilizarem modelos deste tipo reside no facto de todos os modeladores poderem usar uma linguagem universal, quer em termos de conceitos, quer em termos de nomenclatura.

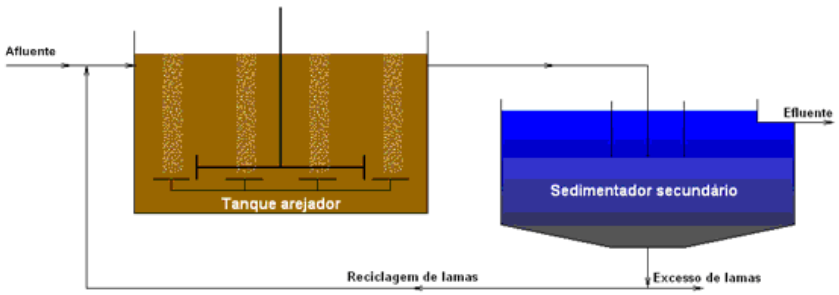


Figura 1. Representação esquemática de um sistema de lamas activadas (adaptado do simulador GPS-X (GPS-X Technical Reference (2002). Hydromantis, Inc.))

2.1 Tanque arejador

O principal objectivo do tanque arejador é remover a matéria orgânica carbonácea e os compostos de azoto. Os modelos mais divulgados são os do tipo ASM que, por utilizarem uma notação matricial, tornam-se muito simples de interpretar. Foram descritos por Henze *et al.* (1986), e contemplam, além da remoção da matéria carbonácea, os processos de remoção de azoto – nitrificação e desnitrificação, originando bons resultados em simulações. Em particular, o modelo ASM1 pode ser utilizado para todos os tipos de reactores, e de arejamento, considerando-se neste trabalho um reactor perfeitamente agitado (RPA) em estado estacionário.

Dentro de um sistema, a concentração de um componente pode ser afectada por vários processos diferentes. Para ser possível de uma forma expedita identificar e verificar o que se passa com cada um desses componentes, surgiu a representação em matriz de Peterson. Este tipo de representação permite ainda a obtenção dos balanços mássicos de uma forma quase imediata.

A equação genérica, em termos matemáticos, para um balanço mássico num RPA traduz-se por

$$\frac{Q}{V_{\text{a}}} = (\xi_{\text{entrada}} - \xi) + r_{\xi} = \frac{d\xi}{dt}, \tag{1}$$

onde Q é o caudal a ser tratado, V_{a} o volume do tanque arejador, ξ e ξ_{entrada} são as concentrações do componente ao qual se está a fazer o balanço mássico no reactor à saída e à entrada, respectivamente. O termo de reacção do sistema, r_{ξ}, é obtido através do somatório do produto dos coeficientes estequiométricos, $v_{\xi j}$, que se encontram ao longo das colunas da matriz de Peterson referente ao modelo ASM1 (Henze *et al.*, 1986), com a expressão da taxa do processo, ρ_j, para o componente considerado no balanço mássico:

$$r_{\xi} = \sum_j v_{\xi j}\rho_j. \tag{2}$$

Em estado estacionário o termo de acumulação, dado por $d\xi/dt$, é nulo, uma vez que se considera que a concentração do componente não varia ao longo do tempo. É razoável considerar-se estado estacionário quando um reactor está em operação durante um período suficientemente longo, sem haver grandes variações nas condições de operação, e neste caso pretende-se fazer um estudo a longo prazo – a optimização do projecto da ETAR.

O modelo ASM1 envolve 8 processos que incorporam 13 componentes diferentes, tais como o substrato, bactérias, oxigénio dissolvido, entre outros. Para mais detalhes consultar Espírito Santo (2007).

2.2 Sedimentador secundário

Apesar de tradicionalmente se dar mais importância ao tanque arejador nos sistemas de lamas activadas, o sedimentador secundário desempenha também um papel crucial no tratamento de efluentes. Depois do efluente abandonar o tanque arejador, onde sofreu o tratamento biológico, é necessário separar a água tratada das lamas biológicas. A forma mais comum de se efectuar esta separação é através de sedimentação em tanques. A optimização da área de sedimentação e profundidade do sedimentador deve basear-se nas características das lamas, que estão directamente relacionadas com o desempenho do tanque arejador. Assim, a operação do reactor biológico influencia directamente o desempenho do sedimentador secundário e, por esta razão, nunca devem ser considerados separadamente.

As normas ATV consistem num modelo definido por equações empíricas mas que funciona muito bem no desenho de tanques sedimentadores. O sedimentador é dividido em quatro camadas (Figura 2). A inferior, h_4, contém as lamas espessadas que são extraídas:

$$h_4 = X_{\mathrm{P}} \frac{DVSI}{1000} \tag{3}$$

onde $DVSI$ representa o índice volumétrico das lamas diluídas e X_{P} a concentração de lamas no afluente è decantação secundária num evento de pico. Acima desta ocorre o armazenamento de lamas, sendo esta, h_3, a zona que permite que o sedimentador suporte as condições adversas durante eventos de pico, mantendo uma concentração de lamas adequada

$$h_3 = \Delta X V_{\mathrm{a}} \frac{DVSI}{480 A_{\mathrm{s}}} \tag{4}$$

em que ΔX representa a variação da concentração de lamas dentro do tanque arejador durante um evento de pico e A_{s} é a área do sedimentador.

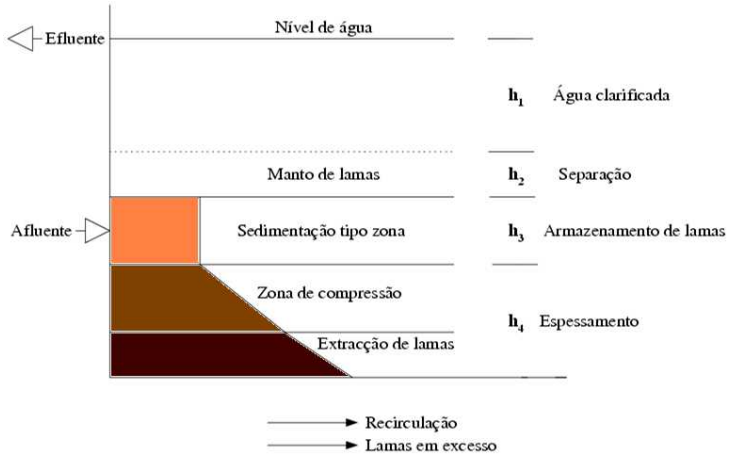


Figura 2. Perfil típico de concentração de sólidos - profundidade, adoptado pelas normas ATV (adaptado de Ekama *et al.* (1978))

A seguir vem uma zona de transição, onde ocorre a separação entre as lamas e o efluente tratado - h_2 - e, finalmente, na camada superior - h_1 - é onde se encontra o efluente tratado que é extraído do sistema de lamas activadas. As alturas h_1 e h_2 são estabelecidas empiricamente, considerando-se 1m a soma das duas. A altura do sedimentador - h - é o resultado da soma destas quatro camadas. Pode haver assim uma troca entre altura e área da forma que for mais conveniente para o sistema em causa, quer em termos de custos, quer em termos de tipo de construção – sedimentador mais largo *versus* sedimentador mais alto. Para que haja controlo do efluente em situações de pico, estabelece-se uma relação entre o caudal nesta situação e a área de sedimentação

$$\frac{Q_P}{A_s} \leq 2400(X_P DVSI)^{-1.34} \tag{5}$$

sendo Q_P o caudal de pico. Em termos de simulações, o modelo por excelência é o da dupla exponencial (Takács *et al.*, 1991). O modelo da dupla exponencial surge para dar resposta ao problema de existirem num tanque sedimentador zonas de concentrações de sólidos muito distintas. Há a zona do fundo do tanque onde a concentração de sólidos é muito elevada e ao mesmo tempo há o topo do tanque onde é retirado o efluente clarificado com uma concentração de sólidos muito baixa. Isto implica que não possam ser aplicados modelos de sedimentação dificultada ou discreta a todo o tanque.

Comparado com o modelo anterior, este está mais próximo da realidade já que se baseia em balanços mássicos no interior do próprio sedimentador, que é dividido em camadas. Estas são agrupadas de acordo com a sua posição relativa à camada onde é introduzido o

efluente que vem do tanque arejador. A estrutura das equações resultantes, que tem duas exponenciais (de onde provém o nome do modelo), permite contemplar as situações com uma elevada concentração de sólidos (abaixo da alimentação), bem como com uma concentração de sólidos pequena (acima da alimentação). Impõe ainda a limitação de passagem de sólidos para uma camada inferior caso esta tenha atingido uma concentração limite (que depende do tipo de lamas) e estabelece que uma camada inferior não pode ter uma concentração de sólidos inferior à que se encontra imediatamente acima, para que o modelo seja consistente em termos físicos. Este tipo de limite origina equações não diferenciáveis. No entanto, ao usar-se este modelo num processo de optimização, não são previstos os eventos de pico. Por essa razão, o sedimentador obtido deste modo não é robusto.

Neste modelo assume-se um sedimentador unidimensional, o qual é dividido em dez camadas de igual espessura (Figura 3). São consideradas algumas simplificações: considera-se que não há reacções biológicas neste tanque, o que significa que a concentração de matéria dissolvida se mantém sempre constante ao longo de todas as camadas; é considerado apenas fluxo vertical; os sólidos são distribuídos uniformemente ao longo de toda a área transversal da camada de alimentação ($j = 7$).

A função de sedimentação descrita neste modelo é

$$v_{s,j} = \max\left(0, \min\left(v'_0, v_0\left(e^{-r_h(SST_j - f_{ns}SST_a)} - e^{-r_p(SST_j - f_{ns}SST_a)}\right)\right)\right). \quad (6)$$

O primeiro termo exponencial caracteriza a velocidade de sedimentação para partículas grandes, enquanto o segundo é um factor de correcção da velocidade que tem em conta as partículas mais pequenas e lentas. $v_{s,j}$ é a velocidade de sedimentação na camada j, SST_j são os sólidos suspensos totais em cada uma das dez camadas do sedimentador e v_0, v'_0, r_h, r_p e f_{ns} são parâmetros de sedimentação (Takács *et al.* (1991)). SST_7 vai ser igual a SST_a, uma vez que a camada de alimentação é a sétima e vai ter precisamente a concentração de sólidos que vem do tanque arejador.

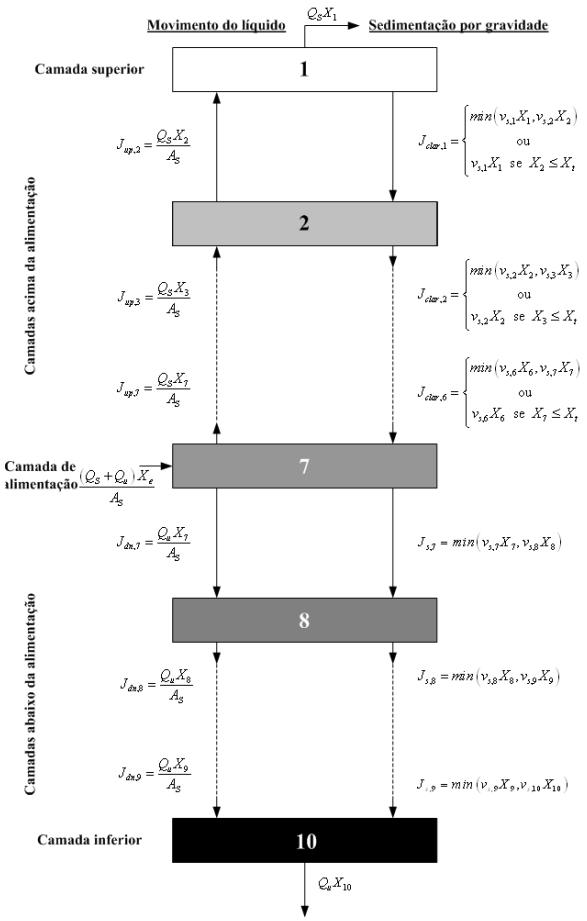


Figura 3. Balanços de sólidos em torno das camadas do sedimentador, de acordo com o modelo da dupla exponencial (adaptado de Takács *et al.* (1991))

O fluxo de sólidos devido aos movimentos no seio do líquido pode ser ascendente ou descendente, v_{up} e v_{dn} respectivamente, dependendo da posição relativa à camada de alimentação. Assim

$$v_{\text{up}} = \frac{Q_{\text{ef}}}{A_s} \quad \text{e} \quad v_{\text{dn}} = \frac{Q_{\text{r}}\, Q_{\text{w}}}{A_s} \tag{7}$$

em que os subscritos ef, r e w dizem respeito respectivamente ao efluente tratado, às lamas recicladas e à purga de lamas. O fluxo de sedimentação, $J_{s,j}$, para a camada de alimentação e camadas abaixo da alimentação ($j = 7, \ldots, 10$), é dado por

$$J_{s,j} = v_{s,j} SST_j \tag{8}$$

enquanto nas camadas acima da alimentação ($j = 1, \ldots, 6$) o fluxo de clarificação, $J_{\text{clar, j}}$ é dado por

$$J_{\text{clar, j}} = \begin{cases} v_{s,j} SST_j & \text{se} \quad SST_j \leq SST_{\text{t}} \\ \min\left(v_{s,j} SST_j, v_{s,j} SST_{j+1}\right) & \text{caso contrário} \end{cases} \tag{9}$$

em que SST_{t} é a concentração limite que as lamas podem atingir.

Os balanços resultantes em torno de cada camada, considerando estado estacionário, são os que se seguem:

$$\frac{v_{\text{up}}\left(SST_{j+1} - SST_j\right) - J_{\text{clar},j}}{h/10} = 0\,, \qquad j = 1 \tag{10}$$

$$\frac{v_{\text{up}}\left(SST_{j+1} - SST_j\right) + J_{\text{clar},j-1} - J_{\text{clar},j}}{h/10} = 0, \qquad j = 2, \ldots, 6 \tag{11}$$

$$\frac{\frac{QSST_{\text{a}}}{A_{\text{s}}} + J_{\text{clar},j-1} - \left(v_{\text{up}} + v_{\text{dn}}\right)SST_j - \min\left(J_{s,j}, J_{s,j+1}\right)}{h/10} = 0, \qquad j = 7 \tag{12}$$

$$\frac{v_{\text{dn}}\left(SST_{j-1} - SST_j\right) + \min\left(J_{s,j}, J_{s,j-1}\right) - \min\left(J_{s,j}, J_{s,j+1}\right)}{h/10} = 0, \qquad j = 8{,}9 \tag{13}$$

$$\frac{v_{\text{dn}}\left(SST_{j-1} - SST_j\right) + \min\left(J_{s,j-1}, J_{s,j}\right)}{h/10} = 0, \qquad j = 10 \tag{14}$$

O uso combinado dos dois modelos acima referidos para descrever o sedimentador secundário está preparado para eventos de pico sem ser necessário recorrer a um sobredimensionamento excessivo. Assim, ultrapassam-se as limitações e potenciam-se as vantagens de cada um dos modelos quando usados de forma isolada. Um estudo preliminar destes dois modelos centrado na simulação da sua robustez pode ser encontrado em Espírito Santo *et al.* (2006).

2.3 Balanços gerais

O comportamento do sistema, em termos de concentrações e caudais, pode ser descrito por balanços. De forma a atingir um sistema consistente, estes balanços devem ser feitos considerando todo o sistema de lamas activadas e não apenas cada um dos processos unitários isoladamente. Estes foram feitos à matéria em suspensão, matéria dissolvida e caudais. As equações para os compostos em suspensão, genericamente representados por $X_?$ (orgânicos e inorgânicos) têm a forma seguinte:

$$(1+r)Q_{\text{inf}}X_{?\text{ent}} = Q_{\text{inf}}X_{\text{inf}} + (1+r)Q_{\text{inf}}X_{?} - \frac{V_{\text{a}}X}{SRTX_{?\text{r}}}(X_{?\text{r}} - X_{?\text{ef}}) - Q_{\text{inf}}X_{?\text{ef}}, \quad (15)$$

em que X representa a CQO (carência química de oxigénio) em suspensão, r é a taxa de reciclo, SRT é o tempo de retenção das lamas e $Q_{?}$ representa os caudais volumétricos. Em termos de subscritos, inf diz respeito ao afluente, ent à entrada do tanque arejador, r às lamas recicladas e ef ao efluente tratado.

Para os compostos solúveis ($S_{?}$) vem

$$(1+r)Q_{\text{inf}}S_{?\text{ent}} = Q_{\text{inf}}S_{?\text{inf}} + rQ_{\text{inf}}S_{?}, \quad (16)$$

e para os caudais volumétricos, os balanços resultantes são

$$Q = \text{Q}_{\text{inf}} + Q_{\text{r}} \quad \text{e} \quad Q = Q_{\text{ef}} + Q_{\text{r}} + Q_{\text{w}}. \quad (17)$$

2.4 Variáveis compostas

A maioria das variáveis que aparecem no modelo ASM1 não é mensurável em sistemas reais. Por esta razão, são utilizadas variáveis compostas, que também definem um conjunto de restrições. Estas variáveis são a carência química de oxigénio (CQO), os sólidos suspensos voláteis (SSV), os sólidos suspensos totais (SST), a carência bioquímica de oxigénio (CBO), o azoto total de Kyeldahl (TKN) e o azoto total (N). Poder-se-ão encontrar mais detalhes a este respeito em Espírito Santo (2007).

2.5 Definições das variáveis do sistema

Devem ser adicionadas algumas definições de variáveis do sistema ao modelo de forma a definir correctamente o sistema. Estas definições incluem o SRT, r, HRT (tempo de retenção hidráulica), r_{p} (reciclo durante um evento de pico), $Q_{r_{\text{p}}}$ (caudal volumétrico durante um evento de pico) e a velocidade máxima de *overflow* ($Q_{\text{p}}/A_{\text{s}}$). Estas equações podem ser encontradas de forma detalhada em Espírito Santo (2007).

2.6 Restrições operacionais

Todas as variáveis do modelo devem ser não negativas, mas em alguns casos são impostos limites mais restritivos devido a limitações operacionais. Estas condições definem um conjunto de restrições de limites simples nas variáveis.

2.7 Restrições de qualidade

As restrições de qualidade surgem da aplicação directa das leis ambientais e dizem respeito à CQO, N e SST. Deste modo, de acordo com a lei portuguesa estabelece-se $CQO_{\text{ef}} \leq 125$, $N_{\text{ef}} \leq 15$ e $SST_{\text{ef}} \leq 35$.

2.8 Função objectivo

A função objectivo representa o custo total e depende de custos de investimento e de operação. Considera-se, por uma questão de simplicidade, que todos os fluidos se movem por acção da gravidade, não sendo necessário incluir os custos relativos a bombas nesta função.

Os custos de operação encontram-se normalmente numa base anual, necessitando, por isso, de serem actualizados para um valor presente através da função Γ:

$$\Gamma = \sum_{j=1}^{n} \frac{1}{(1+i)^j} = \frac{1-(1+i)^{-n}}{i}. \tag{18}$$

Usa-se, neste problema, $i = 0.05$ e $n = 20$ anos. O custo total (CT) resulta do somatório dos custos de investimento (CI) e de operação (CO):

$$CT = CI + \Gamma CO. \tag{19}$$

As funções custo que se podem encontrar na literatura, e que continuam a ser aceites, são do tipo $C = aZ^b$ (Tyteca, 1977), em que a e b são os parâmetros a estimar e Z é a característica do processo unitário que mais influencia o custo. Os parâmetros a e b são estimados usando a técnica dos mínimos quadrados e recorrendo a um conjunto de valores de Z e C. A função custo foi obtida através de dados reais recolhidos de uma empresa construtora de ETAR e é a seguinte:

$$CT = 174.2V_{\mathrm{a}}^{1.07} + 12487G_{\mathrm{S}}^{0.62} + 114.8G_{\mathrm{S}} + 955.5A_{\mathrm{s}}^{0.97} + 41.3(A_{\mathrm{s}}h)^{1.07} \quad (20)$$

onde G_{S} representa o caudal de arejamento.

3 O ALGORITMO GENÉTICO

Os Algoritmos Genéticos (AGs) são um modelo computacional de procura probabilística, inspirados no processo de selecção natural e genética (Goldberg, 1989). Os componentes básicos dos AGs são a população de pontos, em que cada um deles representa uma potencial solução para o problema de optimização, o mecanismo de avaliação dos pontos da população e os operadores genéticos que geram novos pontos, possibilitando a pesquisa de novas soluções. Os AGs iniciam a procura a partir de uma população de pontos P de tamanho s. Apesar de, tradicionalmente, os AGs utilizarem representações binárias das soluções, nesta implementação utiliza-se uma representação real uma vez que se trata de um problema contínuo. Logo, cada ponto da população $\mathrm{z}^{(\mathrm{l})}$, para $l = 1, \ldots, s$, é um vector de dimensão n (número de variáveis do problema). Uma função de *fitness* é definida com o objectivo de comparar os pontos da população e aplicar uma selecção estocástica que garanta que os melhores pontos têm maior probabilidade de serem seleccionados. Foi implementado elitismo através da manutenção, ao longo da procura, de um determinado número e, dos melhores pontos na população (Costa e Oliveira, 2001). Aplicou-se a selecção por torneio onde são, sucessivamente, realizados torneios entre dois pontos e o melhor (com menor valor de *fitness*) é escolhido. Este processo é repetido tantas vezes quanto o número de pontos a seleccionar ($s - e$ pontos).

Novos pontos no espaço de procura são gerados pela aplicação de operadores genéticos (recombinação e mutação) aos pontos seleccionados a partir da população. A recombinação combina dois pontos de forma a gerar dois novos. Implementou-se o *Simulated Binary Crossover* (SBX) (Deb e Agrawal, 1995) que simula o princípio de funcionamento da recombinação com base em um ponto aplicado a representações binárias. Dois pontos, $\mathrm{z}^{(1)}$ e $\mathrm{z}^{(2)}$, são aleatoriamente escolhidos a partir dos pontos seleccionados e, com probabilidade p_{c}, dois novos pontos, $w^{(1)}$ e $w^{(2)}$ são gerados de acordo com

$$w_i^{(1)} = 0.5\left((1 + \beta_i)z_i^{(1)} + (1 - \beta_i)z_i^{(2)}\right) \quad (21)$$

$$w_i^{(2)} = 0.5\left((1 - \beta_i)z_i^{(1)} + (1 + \beta_i)z_i^{(2)}\right) \quad (22)$$

$$\beta_i = \begin{cases} (2r_i)^{\frac{1}{\eta_c + 1}}, & r_i \leq 0.5 \\ \left(\frac{1}{2(1-r_i)}\right)^{\frac{1}{\eta_c + 1}}, & r_i > 0.5 \end{cases} \quad (23)$$

para $i = 1, \ldots, n$, onde $r_i \sim U(0,1)$ e $\eta_c > 0$ é um parâmetro da distribuição. Este procedimento é repetido até que o número de pontos gerados seja igual ao número de pontos previamente seleccionados.

De seguida, é aplicada mutação polinomial, com probabilidade p_m, aos pontos gerados por recombinação. A mutação introduz diversidade na população dado que a recombinação usada em exclusivo, não poderia garantir a exploração de novas regiões do espaço de procura. Este operador garante que a probabilidade de criar um novo ponto $t^{(l)}$ perto do anterior $w^{(l)}$ ($l = 1, \ldots, s$), é superior à probabilidade de gerar um afastado dele. A mutação pode ser expressa por

$$t_i^{(l)} = w_i^{(l)} + (u_i - l_i)\iota_i \quad (24)$$

$$\iota_i = \begin{cases} (2r_i)^{\frac{1}{\eta_m + 1}}, & r_i < 0.5 \\ \left(\frac{1}{2(1-r_i)}\right)^{\frac{1}{\eta_m + 1}}, & r_i \geq 0.5 \end{cases} \quad (25)$$

para $i = 1, \ldots, n$, onde $r_i \sim U(0,1)$ e $\eta_m > 0$ é um parâmetro da distribuição. l_i e u_i são, respectivamente, os limites inferior e superior nas variáveis.

O algoritmo termina ao fim de k_{max} iterações, sendo devolvido o melhor ponto na população.

As restrições de limites simples são tratadas por uma técnica de projecção, i.e., cada novo ponto gerado é projectado, componente a componente, de forma a satisfazer os limites das restrições. As restrições de igualdade do problema da forma, $h_i(x) = 0$, foram convertidas em restrições de desigualdade, introduzindo uma pequena tolerância positiva $\epsilon > 0$ de tal forma que $h_i(x) - \epsilon \leq 0 \wedge -h_i(x) - \epsilon \leq 0$. Para tratar as restrições de desigualdade, utilizou-se o método de tratamento de restrições baseado numa função de penalidade, proposto por Deb (2000), que não requer nenhum parâmetro de penalidade. Esta abordagem só pode ser aplicada a métodos de procura baseados em populações como, por exemplo, os algoritmos genéticos. Portanto, o valor de *fitness* de uma solução não admissível depende não só das violações das restrições, mas também dos valores de *fitness* dos pontos na população. A função de *fitness* $F(x)$ para comparar soluções

considera, para soluções não admissíveis, a sua violação das restrições que pode ser expressa por:

$$F(x) = \begin{cases} f(x), & g_j(x) \leq 0 \text{ para todo o } j = 1, \ldots, m \\ f_{\max} + \sum_{j=1}^{m} \max(0, g_j(x)), & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (26)$$

onde $f_{\max}$ é o valor da função objectivo da pior solução admissível na população e $g_j(x)$, $j = 1, \ldots, m$ são as restrições de desigualdade. Uma vantagem importante desta abordagem é que não requer o cálculo do valor da função objectivo de soluções não admissíveis, explorando o mecanismo de selecção de forma a garantir que:

- quando duas soluções admissíveis são comparadas, é escolhida a que tem um valor da função objectivo menor;
- quando uma solução é admissível e a outra não, a admissível é escolhida;
- quando duas soluções não admissíveis são comparadas, a que tiver menor violação das restrições é escolhida.

4 RESULTADOS NUMÉRICOS

O modelo matemático tem 71 parâmetros, 113 variáveis, 103 restrições de igualdade e uma restrição de desigualdade. Os parâmetros estéquiométricos, cinéticos e operacionais são os que aparecem no simulador GPS-X por defeito e são normalmente encontrados em ETAR reais baseadas em lamas activadas. O problema foi codificado em AMPL (Fourer *et al.*, 1990) e em MatLab. Os resultados numéricos foram obtidos com um Intel Core2 Duo CPU 1.8GHz com 2GB de memória e são os que se apresentam no Quadro 1. Usou-se o *solver* LOQO (Vanderbei e Shanno, 1999), que implementa um método primal-dual de pontos interiores, e o algoritmo genético (AG) descrito anteriormente (Costa e Oliveira, 2001). Relativamente ao LOQO, como critério de paragem foi usada uma não admissibilidade primal e dual inferior a 10^{-5} e 3 dígitos de concordância entre as soluções primal e dual. Todos os outros parâmetros usados foram os que se encontram por defeito no LOQO. O AG foi implementado em linguagem MatLab de acordo com o descrito na Secção 3. Todos os parâmetros foram mantidos constantes nas 10 execuções realizadas com os seguintes valores: $s = 200$, $e = 20$ $p_c = 0.9$, $\eta_c = 20$, $p_m = 1/n$, $\eta_m = 20$ e $k_{\max} = 2500$. Para aproximação inicial x_0 considerou-se os valores fornecidos pelo simulador GPS-X com dados reais do afluente.

O Quadro 1 mostra os resultados em termos do melhor valor (f_{melhor}), do valor médio ($f_{\text{médio}}$) e do pior valor (f_{pior}) da função objectivo obtidos nas 10 execuções, em milhões de euros, o desvio padrão dos valores da função objectivo ($f_{\text{desvio padrão}}$), para o AG. Apresenta ainda a solução obtida pelo LOQO.

Quadro 1. Resultados para o custo total obtidos pelo algoritmo genético e pelo LOQO.

solver	f_{melhor}	$f_{\text{médio}}$	f_{pior}	$f_{\text{desvio padrão}}$
AG	0.519	0.579	0.801	0.0835
LOQO	2.61	-----	-----	-----

O Quadro 2 lista os valores óptimos das variáveis de decisão mais importantes da melhor solução obtida pelo AG, nomeadamente, o volume do tanque arejador, o caudal de arejamento, a área e profundidade do sedimentador secundário, bem como a CQO, SST, e N no efluente. Apresentam-se os mesmos valores obtidos pela solução do LOQO.

Quadro 2. Resultados obtidos para algumas variáveis pela melhor solução do algoritmo genético e pelo LOQO.

solver	V_a (m^3)	G_S (m^3/dia PTN)	A_s (m^2)	h (m)	CQO (g/m^3)	SST (g/m^3)	N (g/m^3)
AG	942	100	27	1.0	88.8	5.8	14.4
LOQO	531	3408	108	4	58.2	6.2	6.8

5 CONCLUSÕES E TRABALHO FUTURO

A principal conclusão que se pode tirar deste estudo, é que a solução obtida pelo LOQO, um método de procura local que usa derivadas das funções envolvidas no problema, não corresponde ao óptimo global, levando a uma solução com um valor de custo total cerca de cinco vezes superior ao custo total obtido na melhor solução em 10 execuções realizadas pelo algoritmo genético. Tratando-se de um problema de elevada complexidade, fortemente não linear, com muitas restrições de igualdade, não convexo e com pontos de descontinuidade, era de esperar que um algoritmo de pesquisa local e que usa informação das derivadas do problema, não conduzisse a bons resultados. Acima de tudo, nunca há garantia que a solução obtida é a melhor, como se verificou neste caso.

Relativamente à qualidade do efluente, verificou-se que todas as restrições impostas pela lei são cumpridas. Mais ainda, os limites não são atingidos, o que confere alguma robustez ao desenho obtido. Todos os valores mostrados no Quadro 2 têm significado físico e são credíveis para um sistema de lamas activadas. Apesar do desenho obtido ser

economicamente atractivo, será desenvolvido no futuro um modelo com uma abordagem multi-objectivo e considerando algumas variáveis inteiras/discretas. Esta abordagem permitirá um estudo mais abrangente uma vez que não será necessário utilizar funções-custo, que estão sempre limitadas no tempo e no espaço e confere às variáveis inteiras/discretas (por exemplo, o volume do arejador) um significado físico mais próximo do real.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Costa L., Oliveira P. (2001). Evolutionary Algorithms Approach to the Solution of Mixed Integer Non-Linear Programming Problems. *Computers & Chemical Engineering* 25, Elsevier, 257-266.

Deb, K., Agrawal, R.B. (1995). Simulated binary crossover for continuous search space. *Complex Systems* 9(2) 115-149.

Deb K. (2000) An efficient constraint handling method for genetic algorithms, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 186(2-4) 311-338.

Ekama G. A., Barnard J. L., Günthert F. W., Krebs P., McCorquodale J. A., Parker D. S., Wahlberg E. J. (1978). Secondary Settling Tanks: Theory, Modeling, Design and Operation. Technical Report 6, IAWQ – International Association on Water Quality.

Espírito Santo I.A.C.P., Fernandes E.M.G.P., Araújo M.M., Ferreira E.C. (2006). On the secondary settler models robustness by simulation. *WSEAS Transactions on Information Science and Applications*, ISSN: 1790-0832, Issue 12, Vol. 3, 2323-2330.

Espírito Santo I.A.C.P. (2007). *Desenho óptimo de estações de águas residuais através da modelação de funções custo*. Tese de doutoramento. Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Braga.

Fourer, R., Gay, D. M., Kernighan, B. (1990). A modeling language for mathematical programming. *Management Science* 36(5), 519-554.

Goldberg, D. (1989). *Genetic Algorithms in Search. Optimization, and Machine Learning*, Addison-Wesley.

Henze M., Grady Jr C. P. L., Grady Jr C. P. L., Marais G. V. R., Matsuo T. (1986). Activated Sludge Model no. 1, Technical Report 1, IAWPRC Task Group on Mathematical Modelling for Design and Operation of Biological Wastewater Treatment.

Takács, I., Patry, G. G., Nolasco, D. (1991). A dynamic model of the clarification-thickening process. *Water Research* 25(10), 1263–1271.

Tyteca D., Smeers Y. and Nyns E. J. (1977). Mathematical Modeling and Economic Optimization of Wastewater Treatment Plants, *CRC Critical Reviews in Environmental Control*, 8 (1), 1-89.

Vanderbei, R. J., Shanno, D. F. (1999). An interior-point algorithm for nonconvex nonlinear programming. *Computational Optimization and Aplications* 13, 231-252.

XIV ENASB/SILUBESA
Os desafios estratégicos de Portugal no setor dos RU: oportunidade de reestruturação do PERSU II

Mário Russo[1]

RESUMO

Portugal conseguiu protagonizar uma revolução silenciosa na área dos resíduos sólidos a partir de 1997, iniciado com o Plano Estratégico de RSU (PERSU), em que as principais metas foram cumpridas, como foi o caso da erradicação das lixeiras e a implementação de estruturas organizadas de gestão de resíduos, os Sistemas de Gestão multimunicipais e intermunicipais. O balanço foi em parte realizado com um novo Plano, de segunda geração, o PERSU II, que, como é referido no preâmbulo da mensagem enviada à AR dizia que "*constitui um instrumento estratégico director da gestão de resíduos urbanos, fundamental para que o sector possa dispor de orientações e objectivos claros, bem como de uma estratégia de investimento que confira coerência, equilíbrio e sustentabilidade à intervenção dos vários agentes envolvidos*".

Uma grande parte das orientações estratégicas definidas no PERSU II deriva do Plano de Intervenção de Resíduos Sólidos Urbanos e Equiparados (PIRSUE), aprovado pelo Despacho nº 454/2006, de 9 de Janeiro. Neste Plano foram diagnosticados os principais problemas inerentes à gestão de RSU e identificados eixos de intervenção, medidas e ações a realizar pelos diferentes atores do setor, com destaque para os Sistemas Intermunicipais e Multimunicipais de gestão de RSU.

O PERSU II preconiza cinco eixos de atuação e em cada eixo são propostas Medidas que, por sua vez, se concretizam em linhas de atuação.

No caso particular do Eixo III – Qualificação e optimização da gestão de resíduos, e na medida - Reforço dos sistemas ao nível das infra-estruturas e equipamentos, salientam-se duas das linhas de atuação previstas:

- Implementação do TMB - Tratamento Mecânico e Biológico, alínea h)
- Reforço da capacidade de utilização da valorização através do processo de incineração de alto rendimento, alínea i).

Em cada um destes Eixos de Intervenção preconizam-se uma série de medidas potenciadoras da valorização dos CDR: Eixo I – Potenciar a valorização dos resíduos e utilização de recursos energéticos endógenos de modo a minimizar a quantidade de resíduos a depositar em aterro. No Eixo II - Assegurar a harmonização na oferta e procura de CDR. No Eixo III - Concretizar os princípios da auto-suficiência e da

[1] Doutor em Engenharia Civil, Prof. Coordenador do Instituto Politécnico de Viana do Castelo, Escola Superior de Tecnologia e Gestão. E-mail:mariorusso@netcabo.pt. Artigo escrito conforme acordo ortográfico em vigor.

proximidade e no Eixo IV - Desenvolver o conhecimento e a inovação tecnológica promovendo a competitividade e a qualificação dos intervenientes.

A proximidade e dimensão dos atuais sistemas de gestão de resíduos sugerem a fusão de sistemas com vista ao ganho de escala técnica e económica. Tal fusão potencia a utilização das infra-estruturas existentes redefinindo-se os investimentos a realizar no setor para cumprimento das metas legais.

No presente trabalho escalpeliza-se o setor, as sinergias possíveis com partilha de infra-estruturas existentes, algumas das quais subaproveitadas, reequaciona-se o leque de investimentos necessários e apresenta-se uma possível proposta base de organização à escala nacional do sector dos resíduos urbanos com 3 possíveis cenários de reorganização, tendo presente que não é consensual, nem sequer fácil, encetar uma revolução organizativa, seja em que setor for, dados os interesses instalados. Provavelmente só a escassez de recursos financeiros possa facilitar o diálogo reformista.

Palavras chave: CDR, TMB, PERSU II, RUB, reorganização, metas

1. Enquadramento estratégico do PERSU II

Portugal empreendeu uma revolução na área dos resíduos sólidos a partir de 1997 com o PERSU, cumprindo algumas das metas estabelecidas, acabando com um dos grandes passivos ambientais existentes há época, com a erradicação das lixeiras. Também foram reestruturados os sistemas de gestão de resíduos, que passaram basicamente da ótica municipal, para a esfera plurimunicipal. De 278 municípios e quase tantas entidades gestoras, para 40 entidades que se foram fundindo até às actuais 25. Por outro lado, os fundos de coesão permitiram a implantação no país de estruturas organizadas de gestão de resíduos. No entanto, algumas das metas não foram concretizadas, como se pode constatar pelo gráfico da Figura 1.

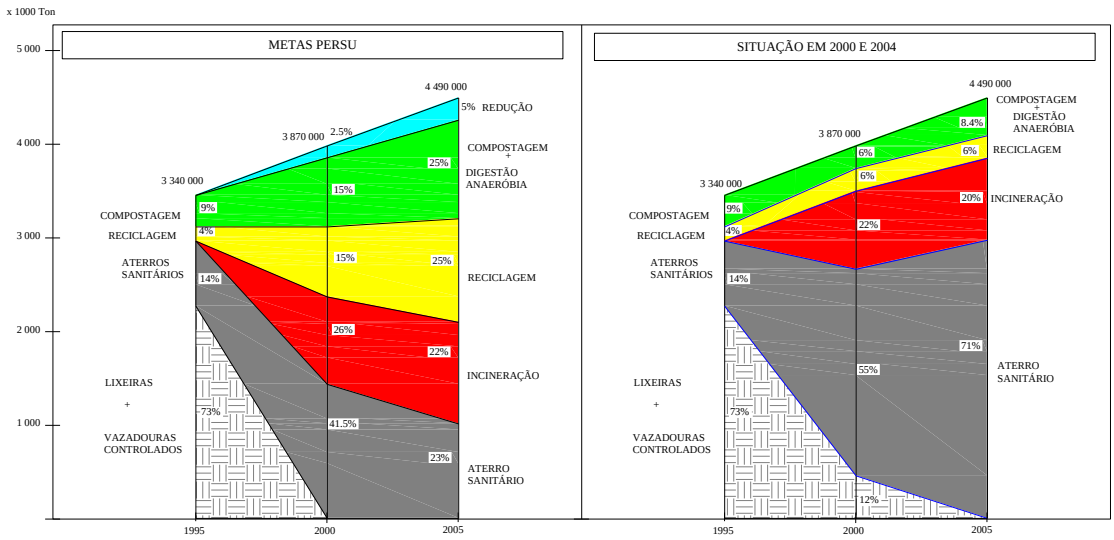


Figura 1 – metas do PERSU e concretização do Plano (Russo,2005)

Com efeito, nem houve redução da produção de resíduos, nem a reciclagem e a compostagem atingiram os níveis estabelecidos, tendo sido, respectivamente, -76% e -68% que as metas. Por seu lado, os aterros que deveriam receber 23% dos resíduos, recebem cerca de 70%.

Nasce o PERSU II em Dezembro de 2006, para o período 2007-2016, um plano de segunda geração que, de acordo com o governo português, "*constitui um instrumento estratégico director da gestão de resíduos urbanos, fundamental para que o sector possa dispor de orientações e objectivos claros, bem como de uma estratégia de investimento que confira coerência, equilíbrio e sustentabilidade à intervenção dos vários agentes envolvidos*".

Ainda assim, neste Plano não se retiraram as lições do primeiro e foram apontados objectivos que cedo se revelaram demasiado ambiciosos e de tal modo inalcançáveis que já houve necessidade de reformular metas de deposição de RUB em aterros, derrogando as metas de 2009 e 2016, para 2013 e 2020.

Com efeito, a legislação que nos últimos anos foi aprovada, eminentemente fruto da transposição para o ordenamento jurídico de directivas da UE, deu corpo ao edifício jurídico que governa a gestão dos resíduos em Portugal, sendo que o PERSU II reviu alguns princípios consignados no ENRRUBDA, Estratégia Nacional para o Desvio de Resíduos Urbanos Biodegradáveis de Aterro, apresentada em Julho de 2003, pelo então INR, para cumprimento de metas.

Uma grande parte das orientações estratégicas definidas no PERSU II deriva do Plano de Intervenção de Resíduos Sólidos Urbanos e Equiparados (PIRSUE), aprovado pelo Despacho nº 454/2006, de 9 de Janeiro. Neste Plano foram diagnosticados os principais problemas inerentes à gestão de RSU e identificados eixos de intervenção, medidas e ações a realizar pelos diferentes atores do setor, com destaque para os Sistemas Intermunicipais e Multimunicipais de gestão de RSU.

O PERSU II teve como princípios orientadores: (i) A importância de uma política de resíduos sólidos ajustada aos compromissos da redução das emissões de gases com efeito de estufa (assumidos no âmbito do Protocolo de Quioto e concretizadas no Plano Nacional para as Alterações Climáticas); (ii) os princípios do poluidor-pagador, da precaução e da ação preventiva e da correção da poluição na fonte, consubstanciados no 6º Programa Comunitário de Ação em Matéria de Ambiente (Decisão nº 1600/2002/CE); (iii) a necessidade de definição de uma estratégia nacional para a redução dos resíduos urbanos biodegradáveis (RUB) destinados aos aterros, impondo metas a alcançar faseadamente e (iv) o cumprimento das metas comunitárias e nacionais em termos de gestão de embalagens e resíduos de embalagem, directivas nºs 94/62/CE, de 20 de Dezembro e 2004/12/CE, de 11 de Fevereiro, transpostas para o direito nacional pelos Decretos-Lei nºs 366-A/97 de 20 de Dezembro, 162/2000, de 27 de Julho e 96/2006 de 25 de Maio.

Nesse sentido, a estratégia deste Plano suportou-se no seguinte enquadramento estratégico e legislativo:

- **A - Estratégia Temática de Prevenção e Reciclagem de Resíduos**, na esteira da Estratégia Temática de Prevenção e Reciclagem de Resíduos aprovada pela UE (COM (2005) 666, de 21 de Dezembro de 2005).
- **B - Estratégia Temática sobre a Utilização Sustentável dos Recursos Naturais**, conforme orientações da Estratégia Temática sobre a Utilização Sustentável dos Recursos Naturais (COM (2005) 670, de 21 de Dezembro de 2005).
- **C - Estratégia Temática para a Protecção dos Solos**, como preceituado na Estratégia temática para a Protecção dos Solos (COM(2006) 231 final, de 22 de Setembro de 2006).
- **D - Estratégia Nacional para a Redução dos Resíduos Urbanos Biodegradáveis destinados aos Aterros (ENRRUBDA),** elaborada e notificada à Comissão da UE, em cumprimento da Directiva "Aterros", de Julho de 2003.
- **E - Plano de Intervenção de Resíduos Sólidos Urbanos e Equiparados (PIRSUE)**, conforme Despacho do MAOTDR n.º 454/2006 (II Série), de 9 de Janeiro.
- **F - Quadro de Referência Estratégico Nacional (QREN)** – principal instrumento criado para alcançar o objetivo de organização e de utilização com eficácia do novo ciclo de fundos comunitários.

O PERSU II preconiza cinco eixos de atuação e em cada eixo são propostas Medidas que, por sua vez, se concretizam em linhas de ação. Os referidos eixos são (i) Eixo I - Prevenção: Programa Nacional; (ii) Eixo II - Sensibilização/Mobilização dos cidadãos; (iii) Eixo III - Qualificação e otimização da gestão de resíduos; (iv) Eixo IV - Sistema de informação como pilar de gestão dos RSU; (v) Eixo V - Qualificação e otimização da intervenção das entidades públicas no âmbito da gestão dos RSU.

O Eixo I tem como objetivo potenciar a valorização dos resíduos e a utilização de recursos energéticos endógenos de modo a minimizar a quantidade de resíduos a depositar em aterro. Visa assegurar a implementação das infra-estruturas de Tratamento Mecânico (TM) e Tratamento Mecânico e Biológico (TMB). Com este tipo de tratamento pensa-se na produção do CDR (combustível derivado de resíduos) e na consequente diminuição de deposição de RUB em aterro para cumprimento de metas impostas por Bruxelas.

O Eixo II pretende assegurar a harmonização na oferta e procura de CDR, remetendo para as entidades gestoras, através dos seus PAPERSU (programas de acompanhamento do PERSU), a responsabilidade por concretizar os projectos tendo em vista a utilização de CDR. Também se preconiza neste eixo que seja dispensada de licenciamento a produção de CDR de acordo com a NP 4486 e com requisitos técnicos complementares.

No caso particular do Eixo III – Qualificação e optimização da gestão de resíduos, e na medida - Reforço dos sistemas ao nível das infra-estruturas e equipamentos, salientam-se duas das linhas de atuação previstas:

- Implementação do TMB - Tratamento Mecânico e Biológico, alínea h)
- Reforço da capacidade de utilização da valorização através do processo de incineração de alto rendimento, alínea i).

Quanto à primeira linha de atuação, o PERSU II fomenta a implementação de TMB considerando-o um processo modular e flexível que permite opções diferenciadas.

O Eixo IV considera a informação de dados crucial e um dos instrumentos fundamentais para dar corpo à prossecução dos objectivos definidos a nível destas politicas ambientais, em geral, e de gestão de resíduos em particular. Emerge a criação de bases de dados fiáveis e facilmente actualizáveis.

Eixo V dá ênfase à qualificação e optimização da intervenção das entidades públicas no âmbito da gestão dos RSU. Enquadra a simplificação do licenciamento das instalações de gestão de resíduos, o reforço da fiscalização e inspeção e o reforço da entidade reguladora, abrangendo todos os sistemas e não apenas os multimunicipais, como acontecia.

2. Redução de Biodegradáveis em aterro

O compromisso da redução da deposição de RUB em aterro vem desde o PERSU I e baseia-se na presunção dos quantitativos de RUB produzidos em 1995 (baseado em dados pouco fiáveis) e que previa a admissão de RUB em aterro para os seguintes quantitativos: 75%, 50% e 35% da produção em 1995, respectivamente em 2006, 2009 e 2016.

No actual PERSU II, manteve-se estas cifras e extrapolou-se para os anos seguintes, conforme Quadro a seguir representado:

Quadro 1 – Estimativas de produção e desvios de RUB

Ano	1995	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2015	2016
Instalações valorização MO - Global											
Compostagem+Digestão Anaeróbia											
Valorização Orgânica para 2016 a atribuir											170
DA para 2016 a atribuir											
Total Instalações Novas	**0**	**0**	**0**	**0**	**45**	**342**	**436**	**564**	**604**	**674**	**844**
Total Compostagem + Dig. Anaeróbia	**126**	**203**	**198**	**286**	**331**	**627**	**722**	**870**	**910**	**980**	**1 150**
Recolha Selectiva Papel/Cartão											
Total Recolha Selectiva Papel + Cartão	**0**	**120**	**185**	**226**	**264**	**300**	**333**	**364**	**383**	**437**	**455**
MO – Total Valorizado Global (10^3 t)	126	995	1 013	1 142	1 226	1 781	1 904	2 271	2 329	2 454	2 739
MO – Défice Valorização Global (10^3 t)	126	407	- 14	72	119	83	189	551	612	787	763
MO – Depositada em Aterro (10^3 t)	**2 253**	**1 846**	**1 703**	**1 618**	**1 570**	**1 043**	**937**	**576**	**515**	**339**	**26**
MO – Depositado Aterro (% 1995)	**100%**	**82%**	**76%**	**72%**	**70%**	**46%**	**42%**	**26%**	**23%**	**15%**	**1%**

Legenda: TMB (CC) — Tratamento Mecânico e Biológico por compostagem; TMB (DA) — Tratamento Mecânico e Biológico por digestão anaeróbia; CC — compostagem RUB recolha selectiva; DA — Digestão Anaeróbia RUB recolha selectiva; DA — resíduos Verdes — Digestão Anaeróbia RUB e resíduos verdes; CC — resíduos Verdes — Compostagem RUB e resíduos verdes.

Como se pode constatar, a estimativa de deposição de RUB vai sendo gradualmente diminuída entre 2006 e 2008, de 82% para 70%, porém, para 2009, passa a 46%, uma redução de cerca de 35%, quando nos anos anteriores as reduções eram estimadas em cerca de 2 a 6%. A programação deveria ser mais linear, porque não basta ter as infra-estruturas projectadas. Têm de estar operacionais.

Para exemplificar como uma previsão mais ambiciosa do desvio pode afectar por acumulação os resultados, pode ser dada para os valores estimados para 2007 e 2008 da reciclagem de papel e cartão (cenário pessimista do PERSU II), previsto 226.000 t e 264.000t tendo-se verificado de facto 217.000 e 247.000t.

Outro aspecto que ilustra a excessiva boa-vontade dos planeadores é que, constatando que em 2005 a média nacional de reciclagem é de 28 kg/hab/ano, terem a bondade de propor no PERSU II um capitação de 50kg/hab/ano em 2011, ou seja, mais 78.5%, quando se sabe que a reciclagem tem vindo a aumentar significativamente em Portugal e que, a cada ano, para aumentar 1% o esforço é sempre maior que partir de uma base demasiado baixa, como aconteceu em 2000.

No que se refere ao desvio de RUB dos aterros, De facto, em 2009, ano charneira em que a admissão era de 50%, não foi cumprida e Portugal socorreu-se da possibilidade de derrogação prevista na Directiva Aterros (31/CE/1999), passando as metas temporais de 2009 e 2016, respectivamente, para 2013 e 2020, plasmado no artº 8º do DL 183/2009, que revogou o anterior DL 152/2002, com a seguinte justificativa no seu preâmbulo: "*No que especificamente concerne à valorização de resíduos urbanos biodegradáveis — pese embora o progressivo e consistente incremento da capacidade nacional instalada ao nível de unidades de tratamento mecânico e ou biológico — a necessidade introdução de ajustamentos físicos e financeiros a diversos projectos de investimento imprescindíveis para o cumprimento das metas de desvio de aterro estabelecidas no Decreto -Lei n.º 152/2002, de 23 de Maio, veio aconselhar a respectiva recalendarização, no uso da faculdade derrogatória consagrada na Directiva n.º 1999/31/CE, do Conselho, de 26 de Abril, a exemplo do adoptado noutros Estados membros.*"

As observações sugerem que o compromisso estabelecido no PERSU II foi demasiado ambicioso, e que deveria ter sido corrigido para valores mais consentâneos com a realidade nacional. Mas poderá voltar a não ser cumprida a meta já na próxima data, caso não se altere o atual panorama.

3. Estratégia para os CDR

Para o caso dos combustíveis derivados de resíduos foi estabelecida uma Estratégia específica - Despacho nº 21295/2009, de 22 de Setembro - Estratégia para os CDR, que centra a sua actuação em 4 Eixos.

Em cada um destes Eixos de Intervenção preconizam-se uma série de medidas potenciadoras da valorização dos CDR: Eixo I – Potenciar a valorização dos resíduos e utilização de recursos energéticos endógenos de modo a minimizar a quantidade de resíduos a depositar em aterro. No Eixo II - Assegurar a harmonização na oferta e procura de CDR. No Eixo III - Concretizar os princípios da auto-suficiência e da proximidade e no Eixo IV - Desenvolver o conhecimento e a inovação tecnológica promovendo a competitividade e a qualificação dos intervenientes.

Apresenta-se no Quadro 1 um resumo dos eixos de atuação previstos.

Quadro 2 Eixos da Estratégia para os CDR

	Eixos de Intervenção	Medidas de Actuação	Horizonte	Responsabilidade
I	**Potenciar a valorização dos resíduos e utilização de recursos energéticos endógenos de modo a minimizar a quantidade de resíduos a depositar em aterro**	Assegurar o cumprimento do PERSU II no que respeita a infra-estruturas de gestão de resíduos	2010	Sistemas de Gestão de RU
		Potenciar a valorização da fracção resto e optimizar a produção de CDR	2012	Sistemas de Gestão de RU
		Fortalecer os instrumentos económicos e financeiros	2012	Administração Central
		Inibir a deposição de CDR em aterro	2013	Administração Central e Regional
II	**Assegurar a harmonização na oferta e procura de CDR**	Evidenciar compromissos formais para a valorização de CDR	2009	Sistemas de Gestão de RU
		Reforçar os instrumentos legais e de regulação	2010	Administração Central e Regional
		Promover a simplificação administrativa no licenciamento da produção de CDR	2009 - 2020	Administração Regional
III	**Concretizar os princípios da auto-suficiência e da proximidade**	Concretizar o princípio da auto-suficiência e da proximidade	2009 - 2020	Administração Central
IV	**Desenvolver o conhecimento e a inovação tecnológica promovendo a competitividade e a qualificação dos intervenientes**	Desenvolver ensaios e estudos	2009 - 2020	Sistemas de Gestão de RU
		Promover acções de informação, sensibilização e comunicação		Administração Central
		Assegurar a monitorização e recolha de informação		Administração Central
		Acompanhar e participar no desenvolvimento da matéria a nível comunitário		Administração Central

Refere ainda a Estratégia que o TMB permite a recuperação de materiais para reciclagem, a estabilização de materiais fermentáveis (através de digestão anaeróbia ou compostagem) e a produção de Combustível Derivado de Resíduos (CDR).

Segundo a referida Estratégia, estima-se que 40 a 55 % das saídas dos TMB sejam CDR:



Figura 2 – potencial de CDR em 2013, com origem em refugos de TMB

Tendo em vista uma avaliação do potencial dos RU para valorização energética através da produção de CDR, foram analisados os refugos dos resíduos de embalões da Central de Triagem de Palmela, tendo sido classificados de acordo com a Norma

CEN/TS 343, da classe 3, devido ao teor em cloro. Segundo especificações da Secil, o CDR derivado destes resíduos não cumpre as suas especificações, devido ao limite imposto ao cobalto. Em relação ao Pb, Cr e Ni, também se constatou pontualmente valores acima de tais especificações.

De igual modo, os rejeitados do TMB de Setúbal foram analisados tendo sido classificados na classe 4, da mesma norma, devido ao PCI. Segundo especificações da cimenteira, o CDR não cumpre com o teor de humidade (30.3%) e teor em cobre. Também apresenta teores de Cr e Ni, pontualmente acima do permitido.

Então importa definir o que são os CDR. Entende-se o CDR como um combustível sólido preparado a partir de resíduos não perigosos e que esteja de acordo com a classificação e especificações exigidas na norma - NP 4486:2008, norma esta que está, por seu turno, em conformidade com a norma do Comité Europeu de Normalização - CEN/TS15359:2006. Ou seja, é um produto com especificações apertadas.

No entanto, importa referir que os CDR são classificados como resíduos, com o código 19 12 10 – Resíduos combustíveis (combustíveis derivados de resíduos), segundo a LER.

Porém, a Directiva nº 2008/98/CE, preconiza que determinados resíduos específicos possam deixar o estatuo de resíduo caso tenham sido submetidos a uma operação de valorização e satisfaçam um conjunto de requisitos (utilização para fins específicos, existência de um mercado, respeitar normas para produtos, não acarretar impactos globalmente adversos ao ambiente e saúde humanas). Será este o caso que se refere o PERSU II.

O CDR com o melhor rendimento energético e condições ideais de armazenamento e transporte, seja qual for a sua origem, requer uma trituração, secagem e peletização.

Com efeito, os CDR terão que cumprir especificações impostas pelos potenciais consumidores industriais para constituir valor económico. Por outro lado, os CDR provenientes da fileira dos RU, terão de competir com os derivados de outras proveniências industriais, exigindo cuidada selecção e um complexo processo industrial, encarecendo os custos da sua produção e eventualmente eliminando o seu estatuto económico de produto, transformando-se num resíduo.

Produzir CDR para depois incinerá-lo em instalações de tratamento de RU não parece ser uma estratégia economicamente defensável, como tudo leva a crer, porque seria mais razoável fazer-se a queima directa sem tratamento anterior, produzindo energia eléctrica.

4. Desafios para o setor e proposta de reorganização

Numa fase da vida nacional em que a profunda crise económica e financeira se estabeleceu, manter a actual organização e estratégia de desenvolvimento para o sector dos RSU constitui um pesado fardo para a economia de Portugal, sem se traduzir em vantagem ambiental.

O PERSU II preconiza o seguinte: "*será reavaliado em 2010, tendo em vista a adopção de medidas de correcção caso se verifique essa necessidade, sem prejuízo de alterações que venham a ser determinadas pela aprovação do Plano Nacional de Gestão de Resíduos"*.

Será altura de se discutir as opções e a reorganização do sector de modo a conferir-lhe escala técnica e económica de modo a optimizar os investimentos necessários ao cumprimento das metas estabelecidas. Com efeito, se analisando o tarifário dos sistemas multimunicipais, únicos disponíveis, pode retirar-se uma conclusão da falta de escala de alguns dos sistemas.

Apresenta-se na Figura 3 o tarifário dos sistemas multimunicipais, suportados pelo Estado, na qualidade de acionista maioritário através da EGF, que evidenciam a relação dimensão do Sistema e o preço por tonelada tratada, com penalização para os municípios de menor população, quase sempre os do interior do país.

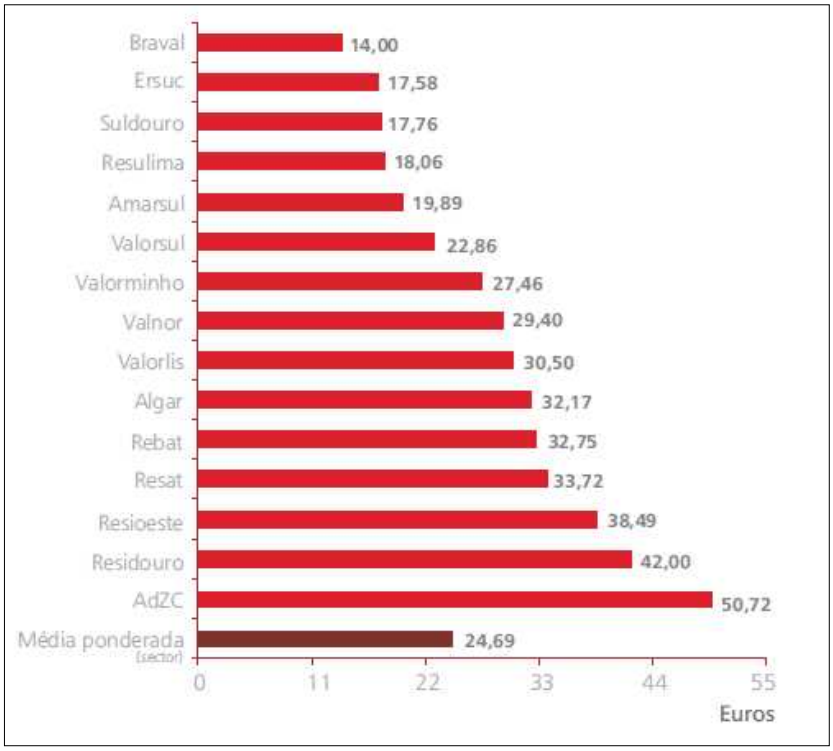


Figura 3 – Tarifas de RSU praticadas nos sistemas multimunicipais (Ersar, 2009)

Os maiores valores praticados são de sistemas genericamente de menor dimensão, dada a impossibilidade de manterem a qualidade exigida com a quantidade de resíduos processados. Com efeito, 8 dos Sistemas estão com tarifas acima da média. Com a necessidade de investimentos para cumprir as exigentes metas estabelecidas na reciclagem e desvio de RUB de aterro, esta situação tende a agravar-se.

No que toca aos TMB, tem-se constatado que a eficiência é inferior a 50%, diminuindo com a introdução crescente de sistemas automáticos. Com efeito, a produção estimada de refugos para CDR, provenientes dos TM e TMB, é a seguinte: (i) Região

Norte: 214 000 t/ano; (ii) Região Centro: 287 000 t/ano; (iii) Região LVT: 437 000 t/ano e (iv) Região Alentejo e Sul: 138 000 t/ano, que representa cerca de 21% dos resíduos produzidos em Portugal.

O potencial de produção de CDR é de cerca de 1 milhão de toneladas por ano e é reconhecido que não há capacidade para o setor dos resíduos absorver a totalidade dos CDR produzidos a partir de RU. Haverá que cumprir exigências para terem mercado noutras industriais, que levará ao aumento da tecnologia de tratamento e de refugos.

A capacidade de tratamento de RUB de recolhas seletivas ou nos TMB e de Digestão Anaeróbia (DA) é de 870 000t/ano em 2011, sendo em 2009 de 286 000t/ano, o que exigirá investimento em diversas unidades de TMB e compostagem/DA. A produção de composto será de cerca de 260 000t/ano, contra as atuais 80 000t, que sugere dois desafios, um deles o mercado para este composto e o outro, a consideração que seja um produto e não um resíduo, decorrente de aprovação de uma qualquer legislação restritiva, sem comprovação científica, como sugerem algumas posições conhecidas. Deveria ser equacionada a instalação de tantas unidades de TMB.

Como poderia ser resolvida esta situação? Em primeiro lugar o número de instalações de TMB deveria ser reduzido apenas às que fossem necessárias para contribuir para a quantidade de RUB desviado de aterro. Neste caso, seriam construídas 9 e deixariam de ser construídas 8 das CVO previstas. Os refugos dos TMB instalados ou previstos instalar, deveriam ser encaminhados para a incineração, para a produção de energia eléctrica, sem necessidade de processamentos industriais para os transformar em CDR aceitável comercialmente.

Em substituição dos TMB não construídos, seria construída uma nova unidade para a valorização energética dos restantes refugos das unidades de Triagem, de TM e de TMB.

As unidades de incineração existentes, da LIPOR e da Valorsul, seriam expandidas, como previsto no PERSU II.

Outro dos desafios a encarar é a sustentabilidade técnica e, sobretudo económica e ambiental dos atuais sistemas. De facto, a dimensão das atuais empresas multi e intermunicipais sugere a possibilidade de fusões. Temos em Portugal 10 sistemas que servem menos de 150 mil habitantes; 16 sistemas com menos de 300 mil habitantes; 8 servindo entre 300 e 500 mil habitantes e apenas 5 sistemas com população servida acima de 780 mil habitantes. Apresenta-se no Quadro 3 o cenário nº 1 para uma proposta de reorganização do setor, com 9 sistemas e respectivas infra-estruturas (AS – aterro sanitário; CVO – central de valorização orgânica; transf – estação de transferência; EcoC – ecocentro).

Quadro 3 – Proposta de reorganização dos atuais 25 Sistemas em 9 de maior escala

	Sistema	População C1 (2005)	RSU (t) 2009	AS 1	Incineração	CVO	Triagem1	Transf 1	EcoC 1
1	VALORMINHO								
2	RESULIMA								
3	BRAVAL	684 724	304 611	3			3	3	6
4	RESINORTE					1			
8	Resíduos do Nordeste	1 137 004	455 055	6			4	12	28
5	Lipor				1	1			
6	Valsousa								
7	SULDOURO	1 729 512	863 771	5			4	2	34
10	ERSUC			4					
9	VALORLIS	1 272 440	553 137				3	9	11
11	Planalto Beirão								
12	Resistrela (ex-AzDC)					1			
13	Raia/Pinhal	685 490	252 923	3			3	13	40
14	RESIOESTE								
17	Amtres - Tratolixo					1			
18	VALORSUL	2 366 410	1 354 984	3	1	1	3	8	12
16	Resitejo								
23	VALNOR			4					
15	Resiurb/Ecolezíria	516 979	252 629				3	9	18
19	AMARSUL				1				
20	GESAMB								
21	Ambilital								
22	Amcal								
24	Amalga/Resialentejo	1 136 510	703 081	6			6	15	30
25	Algar	398 370	444 405	2		2	2	8	12

No Quadro 4 apresenta-se o cenário nº 2 com 5 sistemas a nível do continente, coincidente com as 5 regiões plano de Portugal.

Quadro 4 – cenário 2 com 5 sistemas coincidentes com as regiões plano

	Sistema	População C2 (2005)	AS 2	Incineração	CVO2	Triagem2	Transf 2	EcoC 2
1	VALORMINHO							
2	RESULIMA							
3	BRAVAL							
4	RESINORTE							
8	Resíduos do Nordeste							
5	Lipor			1				
6	Valsousa							
7	SULDOURO	3 551 240	14		2	11	17	68
10	ERSUC							
11	Planalto Beirão							
12	Resistrela (ex-AzDC)							
9	VALORLIS							
13	Raia/Pinhal	3 982 822	14		2	6	41	87
16	Resitejo							
23	VALNOR							
14	RESIOESTE							
17	Amtres - Tratolixo							
18	VALORSUL			1				
15	Resiurb/Ecolezíria	2 883 389	7		2	6	17	30
19	AMARSUL			1				
20	GESAMB							
21	Ambilital							
22	Amcal							
24	Amalga/Resialentejo	1 136 510	6		-	6	15	30
25	Algar	398 370	2		2	2	8	12

Apresenta-se um 3º cenário com 11 sistemas e as respectivas infra-estruturas.

Quadro 5 – Cenário de 11 sistemas de gestão de resíduos urbanos

	Sistema	População C3 (2005)	AS 3	Incineração	CVO3	Triagem3	Transf 3	EcoC 3
1	VALORMINHO							
2	RESULIMA							
3	BRAVAL	684 724	3		-	3	3	6
4	RESINORTE							
8	Resíduos do Nordeste	1 137 004	6		1	4	12	28
5	Lipor			1				
6	Valsousa							
7	SULDOURO	1 729 512	5		1	4	2	34
10	ERSUC	969 082	3		-	2	6	7
11	Planalto Beirão							
12	Resistrela (ex-AzDC)	582 929	2		1	2	11	33
9	VALORLIS							
16	Resitejo	519 273	2		-	2	6	12
13	Raia/Pinhal							
23	VALNOR	283 157	3		-	2	6	13
14	RESIOESTE							
17	Amtres - Tratolixo							
18	VALORSUL	2 366 410	3	1	2	3	8	12
15	Resiurb/Ecolezíria							
19	AMARSUL			1				
20	GESAMB	1 014 776	4		-	4	7	18
21	Ambilital							
22	Amcal							
24	Amalga/Resialentejo	242 202	3		-	3	10	16
25	Algar	398 370	2		2	2	8	12

Este é um contributo para a discussão das opções a serem tomadas no âmbito da revisão do PERSU II, numa altura de grande crise financeira, em que os meios disponíveis devem ser cuidadosamente selecionados e aplicados, sem desviar dos objetivos ambientais estabelecidos. Não há restrições previstas, apesar de se saber das dificuldades que uma reorganização deste tipo acarreta devido a interesses políticos e particulares instalados.

No primeiro cenário propõe-se 9 Sistemas de gestão: Noroeste Peninsular, Norte, Lipor, Centro, Beiras, Norte Tejo, Sul Tejo, Alentejo e Algarve. Destes, 4 serviriam de 400 a 700 mil habitantes; 3 entre 700 e 1 200 000 habitantes e 2 acima de 1 700 000.

O segundo cenário tem a vantagem de coincidir com as regiões plano existentes, de descentralizar a direcção técnica hoje concentrada em Lisboa, reforçando as regiões de meios técnicos necessários e potenciando as sinergias neste domínio com as estratégias regionais.

O terceiro cenário é similar ao 1º, com menos alterações, designadamente mantendo a ERSUC como está hoje e a sul, dada a extensão territorial no Alentejo, agrupando as associações intermunicipais para ganho de escala e partilha de infra-estruturas, porém podendo tais sistemas serem dispensados de participar do esforço nacional de desvio de RUB de aterro, de modo a baratear os custos operacionais.

Bibliografia consultada:

Russo, M (2005) – Relatório nº1 do Estudo da componente reciclagem orgânica - quantificação da reciclagem orgânica de resíduos de embalagem contidos nos resíduos sólidos urbanos, por compostagem e digestão anaeróbia em Portugal. Instituto Politécnico de Viana do Castelo/SPV.

Russo, M (2009) – Relatório final do Estudo da componente reciclagem orgânica - quantificação da reciclagem orgânica de resíduos de embalagem contidos nos resíduos sólidos urbanos, por compostagem e digestão anaeróbia em Portugal. Instituto Politécnico de Viana do Castelo/SPV.

Legislação portuguesa no domínio dos resíduos: DL 178/2006, 183/2009, 366-A/97, PERSU II, Despachos sobre a Estratégia para os CDR.

APA – relatórios da situação do setor de RSU.

OS SISTEMAS DE INFORMAÇÃO GEOGRÁFICA NO PLANEAMENTO DOS RECURSOS HÍDRICOS: ESTUDO DE CASO (O SI.ADD NO PGRH-NORTE).

António BRITO (1); Arnaldo MACHADO (2); Susana SÁ (3); João MAMEDE (4); Ivone MARTINS (5); Joaquim ALONSO (6);

Palavras-chave: planeamento, recursos hídricos, sistemas de informação.

RESUMO

A importância ambiental, social e económica dos recursos hídricos justifica o reforço das políticas e programas, do quadro institucional e legal, assim como o investimento nos instrumentos de planeamento e gestão, em particular nos Sistemas de Informação (SI), como base para apoio à decisão técnico-política, cooperação institucional e participação pública.

O crescimento e a utilidade dos Sistemas de Informação (SI) relacionam-se com o reconhecimento crescente de que a dimensão espacial da informação aumenta o valor e as possibilidades da respectiva utilização no quadro dos Sistemas de Informação Geográfica SI(G). Neste contexto, verifica-se uma expansão das áreas de aplicação dos SIG, muito em particular, para o planeamento e a gestão dos recursos hídricos.

A Administração da Região Hidrográfica do Norte, I. P. (ARH do Norte, I. P.) encontra-se a desenvolver o Sistema de Informação e Apoio à Decisão (SI.ADD) ao qual estão subjacentes a organização de processos, a produção, a reunião, a organização e a sistematização de base de dados, o desenvolvimento de aplicações de gestão e a comunicação através de um WebGIS, bem como acções de capacitação individual e institucional.

Os SIG, ao explorarem a dimensão espacial e temporal das bases de dados, permitem relacionar informação de natureza multidimensional e multidisciplinar, aumentando a capacidade de processamento e de mobilidade da informação com reflexos na comunicação e acção. Neste sentido, o SI.ADD da ARH do Norte assume-se como uma ferramenta necessária de apoio aos processos de planeamento dos recursos hídricos, em particular ao Plano de Gestão das Regiões Hidrográfica do Norte (PGRH-NORTE), na sua relação e/ou complementaridade com os princípios fundamentais de planeamento e gestão, ambientais, socioeconómicos e financeiros, e de informação e participação.

O desenvolvimento do SI.ADD, com recurso a elementos espaciais e terrestres de monitorização, a instalação e a operacionalização de equipamentos e aplicações, e a implementação de procedimentos ágeis, permite capturar, analisar e comunicar grandes quantidades de dados, de forma a acompanhar e intervir na gestão dos recursos hídricos em tempo oportuno na sua relação com a realidade e complexidade biofísica e humana e territorial.

O SI.ADD enquanto ferramenta de suporte e de gestão do PGRH-NORTE, evidencia vantagens claras, designadamente ao nível da integração de forma consistente de diferentes escalas e perspectivas de planeamento, compatibilização e articulação entre as diversas entidades competentes da Administração, possibilitando um planeamento mais flexível e dinâmico. Por outro lado, permite uma actualização da informação resultante das actividades de planeamento e ordenamento do território, assim como, a caracterização das acções, intervenções e realidade espacial em constante transformação.

O SI.ADD apresenta uma elevada importância nas actividades da ARH do Norte, I.P., em paralelo ao suporte à actividade de planeamento e gestão dos recursos hídricos articulando políticas de ordenamento do território, de modo a cumprir os princípios da globalidade, racionalidade, integração, participação e estratégia.

(1) Engenheiro do Ambiente, Doutorado em Engenharia Química e Biológica, Administração da Região Hidrográfica do Norte, I.P.; R. Formosa 254; 4049-030 Porto; agbrito@deb.uminho.pt, Telef: 223 400 000; Fax: 223 400 010
(2) Engenheiro Civil, Administração da Região Hidrográfica do Norte, I.P.; R. Formosa 254; 4049-030 Porto
arnaldomachado@arhnorte.pt, Telef: 223 400 000; Fax: 223 400 010
(3) Engenheira do Ambiente, Administração da Região Hidrográfica do Norte, I.P.; R. Formosa 254; 4049-030 Porto; susana.sa@arhnorte.pt, Telef: 223 400 000; Fax: 223 400 010
(4) Engenheiro Zootécnico, Mestrando em Ciência e Sistemas de Informação Geográfica, Administração da Região Hidrográfica do Norte, I.P.; R. Formosa 254; 4049-030 Porto, joao.mamede@arhnorte.pt, Telef: 223 400 000; Fax: 223 400 010
(5) Engenheira do Ambiente, Mestranda em Gestão Ambiental e Ordenamento do Território, Instituto Politécnico de Viana do Castelo; Praça General Barbosa; 4900-347 Viana do Castelo;
ivonemartins@esa.ipvc.pt, Telef: 258 809 610; Fax: 258 829 065
(6)Engenheiro Agrícola, Mestre em Planeamento Rural, Doutorando em Sistemas de Informação Geográfica, Instituto Politécnico de Viana do Castelo; Praça General Barbosa; 4900-347 Viana do Castelo, malonso@esa.ipvc.pt, Telef: 258 809 610; Fax: 258 829 065

OTIMIZAÇÃO DE UMA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE EFLUENTES DE UM COMPLEXO INDUSTRIAL

Murilo P. MOISÉS (1); Joziane G. MENEGUIN (2); Sandro R. LAUTENSCHLAGER (3)

RESUMO

O complexo industrial estudado, divide-se em 5 fábricas distintas no processo fabril e interligadas na estação de tratamento de efluentes (ETE). Dentre os produtos obtidos, destaca-se o óleo de soja, mamona, palmiste e algodão refinado, ácido esteárico, ácido graxo e Glicerina bi-destilada. O efluente gerado no processo de industrialização do óleo de soja possui alta concentração de demanda química de oxigênio (DQO) e óleos e graxas (O&G), portanto, pode causar impactos significativos se descartado em sua forma bruta no meio ambiente. O objetivo deste trabalho consistiu em caracterizar os efluentes líquidos do complexo industrial e otimizar o sistema de tratamento de efluentes com vista à melhoria do efluente final. Os dados indicaram que o sistema de aeração era insuficiente para as oscilações na carga aplicada, assim um novo grupo de aeradores foi instalado, alterando a concentração média de oxigênio dissolvido de 0,15mg/L para 2,20mg/L. Com as novas concentrações de oxigênio dissolvido a eficiência média de remoção de DQO nos tratamento biológico aumentou de 55% para 79%. Embora a ETE tenha remoção média de DQO de aproximadamente 89% a concentração final de DQO é de aproximadamente 1330(mg/l).

Palavras-chave: Efluentes industriais, Lodo ativado, Otimização, Oxigênio Dissolvido.

(1) Bacharel em Química. Especialista em Gestão Ambiental. Mestrando em Engenharia Urbana. Universidade Estadual de Maringá. E-mail: murilomoises@hotmail.com. Fone: 55 449989-5415.
(2) Bacharel em Química. Mestranda em Engenharia Química. Universidade Estadual de Maringá. E-mail: jozigimenes@gmail.com. Fone: 55 44 3041-4492.

(3) Engenheiro Civil. Mestre e Doutor em Engenharia Hidráulica e Sanitária. Professor Adjunto da Universidade Estadual de Maringá. E-mail: srlager@uem.br Fone 55 44 3011-1332.

1 INTRODUÇÃO

Tendo em vista a complexidade dos resíduos gerados nas estações de tratamento de efluentes industriais, faz-se necessário mapear os pontos de geração quanto à quantidade e a qualidade dos efluentes produzidos. Um sistema de tratamento de efluente requer um monitoramento do sistema utilizado, através de parâmetros de controle que possam auxiliar na otimização do processo utilizado quanto à redução da carga poluidora e dos custos envolvidos.

O sistema de lodos ativados consiste em uma complexa associação de micro-organismos composta por bactérias, protozoários, fungos e micrometazoários que oxidam os compostos orgânicos e inorgânicos presentes nos efluentes (Bento, 2005). A comunidade estabelecida nesse sistema é dinâmica e fundamental ao tratamento, sendo que cada espécie tem sua importância para o bom funcionamento do sistema (Solnik *et al* 2008). A estrutura dessa comunidade apresenta forte relação com as condições operacionais e com a qualidade e quantidade de efluente que alimenta o processo, de modo que o controle de parâmetros de processo como o lodo, é capaz de fornecer informações sobre o desempenho da Estação de Tratamento de Efluentes (ETE). Mudanças nas condições ambientais provenientes da composição do afluente do reator, quantidade insuficiente de oxigênio dissolvido, ou mesmo da operação da estação, podem levar a alterações na comunidade do lodo, influenciando os processos de biodegradação e, portanto, reduzindo a qualidade do efluente tratado (Curtis *et al*, 2009). Recomenda-se uma concentração de oxigênio dissolvido no tanque de aeração de aproximadamente 2,0 mg/L para um bom desempenho do sistema para remoção da matéria orgânica (Metcalf e Eddy, 2003).

Assim o objetivo do presente trabalho foi caracterizar o efluente na estação de tratamento com vistas a melhorar a eficiência de remoção de matéria orgânica expressa como demanda química de oxigênio (DQO) e/ou demanda bioquímica de oxigênio (DBO).

2 MATERIAL E MÉTODOS

No complexo industrial estudado, atuam duas fábricas com produção isolada uma das outras e unidas na ETE. Este complexo em questão atua com produção diversificada de produtos, conforme a demanda das outras fábricas do grupo como: curtumes, frigoríficos, indústrias de refino de óleo de soja, mamona e algodão, fábricas de margarina, ração animal e biodiesel.

A estação de tratamento de efluentes estudada trabalha com uma vazão média de 400m^3/dia sendo composta dos seguintes processos: grade fixa com 5mm de abertura e limpeza manual; separador água-óleo circular com 15 metros de diâmetro e 150m^3 de volume; 3 tanques de equalização retangular de 400m^3 cada, 6 flotadores por ar dissolvido (DAF) com vazão de operação máxima de 15m^3/h cada, destes, lagoa de equalização com volume de 1000m^3 revestida com geomembrana de polietileno de alta densidade(PEAD) de 2mm; tanque de aeração de 6000m3 com 12 aeradores superficiais com capacidade de transferência de 297KgO2/h, decantador secundário circular com 18 metros de diâmetro e 200m3 de volume e uma lagoa de retenção com volume de 1000 m3; dispostos conforme ilustrado na **Figura 1**.

Realizou-se análises de oxigênio dissolvido (OD), óleos e graxas (O&G), DQO e DBO. As amostras foram coletadas a cada hora, durante 24 horas, uma vez por semana, durante 9 semanas, nos pontos PT1, PT2, PT3, PT4 e PT5 como descrito na **Figura 1**. Os procedimentos de análise foram realizados conforme o *Standard Methods* (APHA, 1995) por laboratório externo.

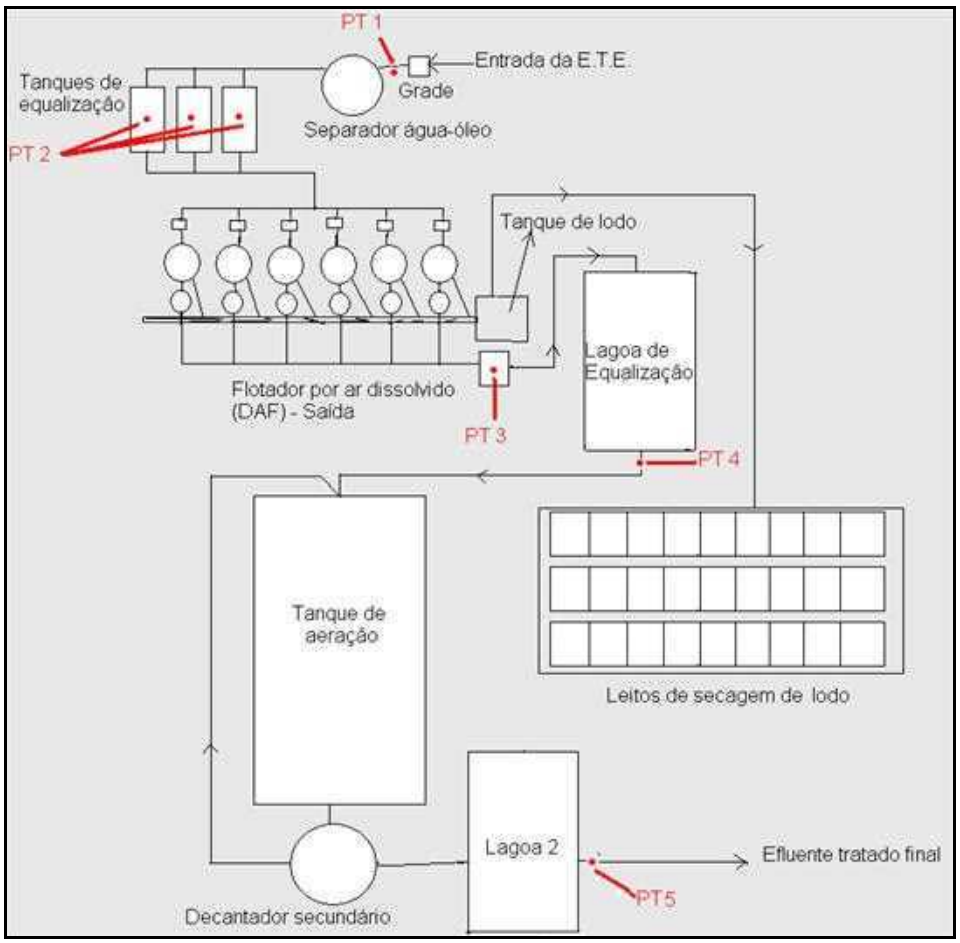


Figura 1. Fluxograma da ETE.

3 RESULTADOS

A **Figura 2** apresenta a média da distribuição da concentração de OD no tanque de aeração com uso de 6 aeradores com capacidade de 25 CV e transferência de 22kgO_2/h. Como os valores observados para OD encontravam-se reduzido, assim no mês de Fevereiro de 2010, foi instalado 6 novos aeradores superficiais angulares, com motor de 30 CV e capacidade de transferência de 27KgO_2/h cada, aumentando a concentração de OD conforme ilustrado na **Figura 3**.

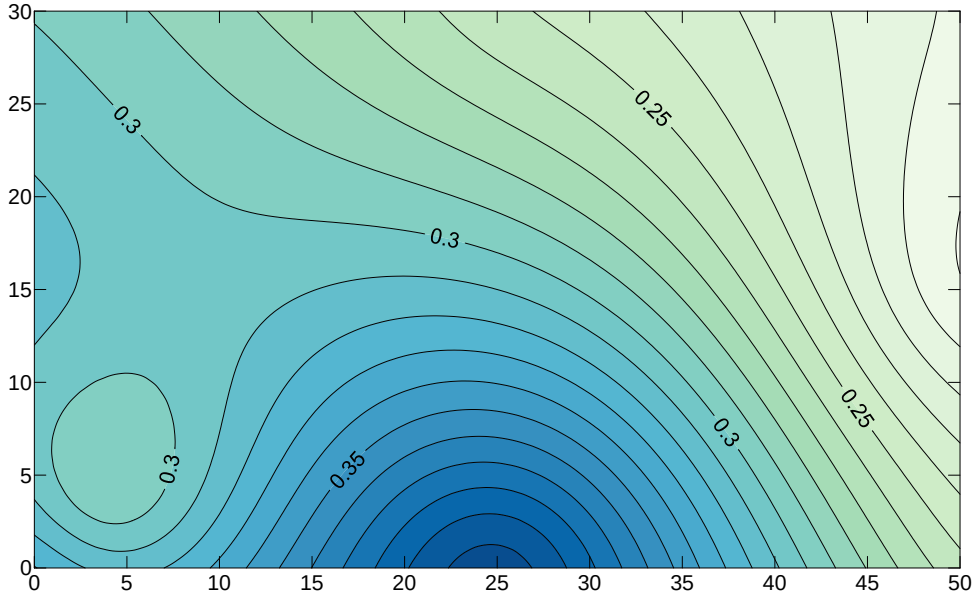


Figura 2. Distribuição de OD no tanque de aeração antes da instalação dos novos aeradores.

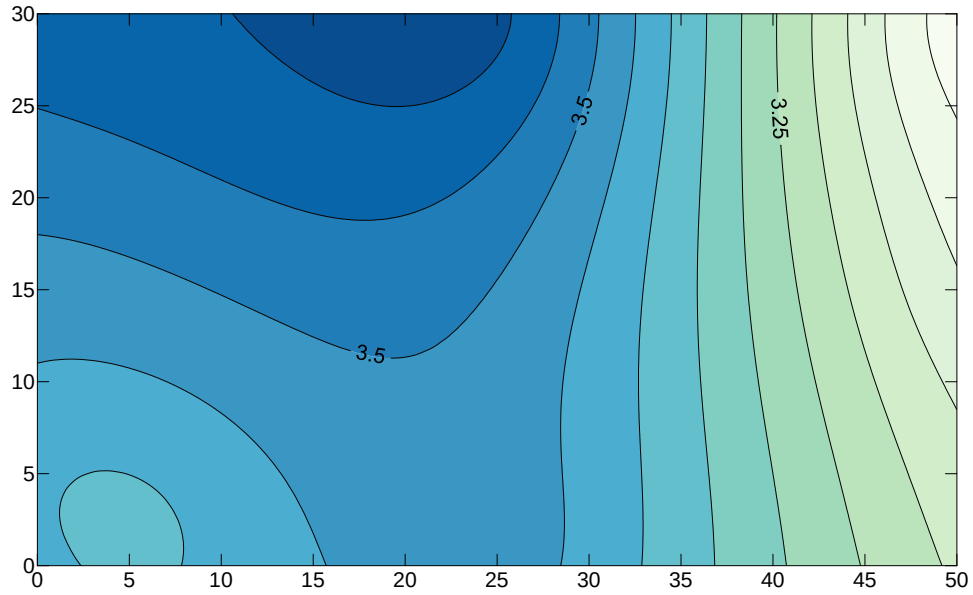


Figura 3. Distribuição de OD no tanque de aeração após a instalação dos novos aeradores.

Após esta adequação no sistema de aeração, verificou-se um aumento na remoção de matéria orgânica expressa como DQO a qual alterou-se de 55% para 79% conforme ilustra a **Figura 4**.

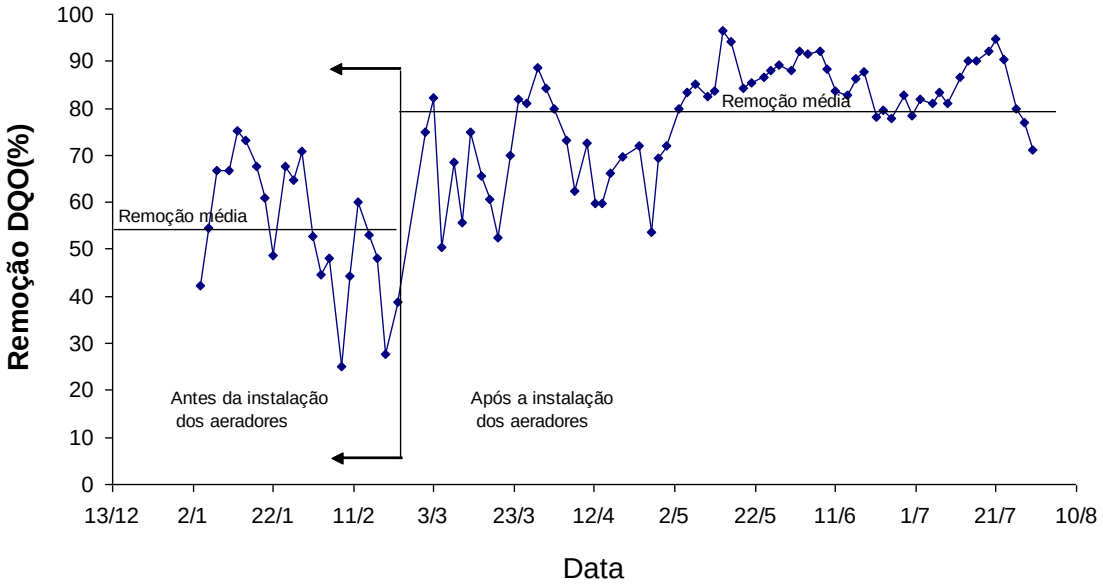


Figura 4. Remoção de DQO antes e após instalação dos aeradores

Os valores de concentração para O&G são apresentados na **Figura 5**. A concentração de O&G no ponto PT1 que representa o efluente bruto oscila entre 14602 (mg/l) a 85686 (mg/l), e entre 1,2 (mg/l) e 2,4 (mg/l) no efluente tratado. A **Figura 6** apresenta os valores de concentração de DBO. Observa-se também uma oscilação acentuada nos valores para DBO no ponto PT1 que no período de analise variou de 6044(mg/l) a 29608 (mg/l). Após o ponto PT2 observa-se DBO na faixa de 304(mg/l) a 1539 (mg/) o que representa uma redução na oscilação, entretanto tem-se ainda um desvio de 1235mg/l.

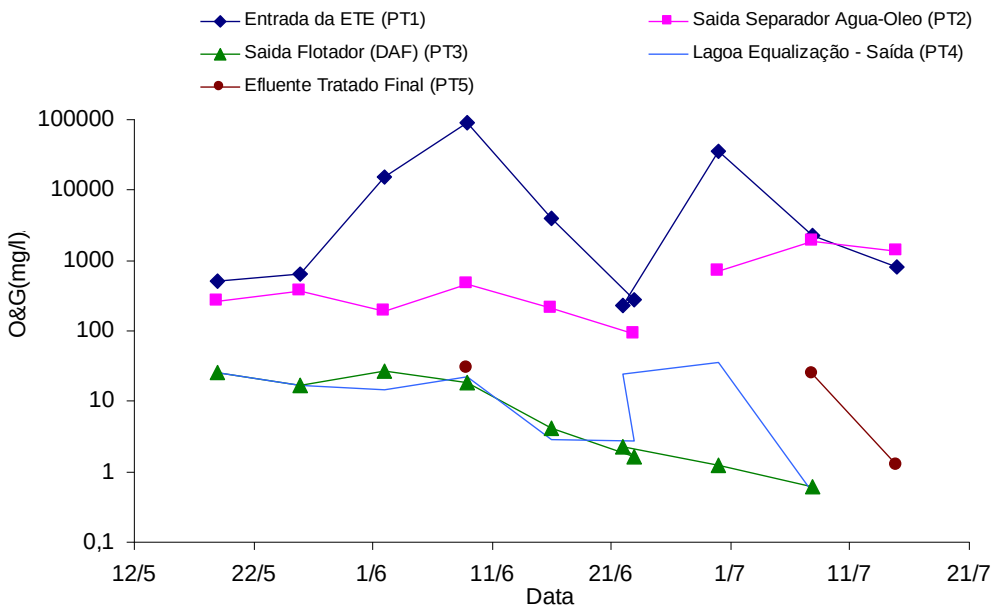


Figura 5. Concentração de O&G no pontos de monitoramento.

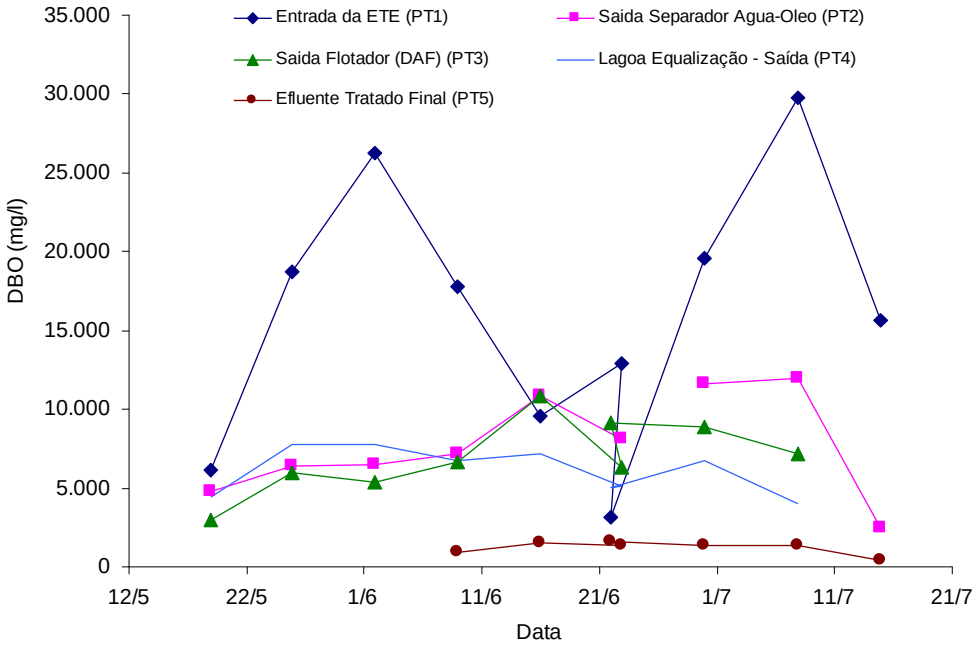


Figura 6. Concentração de DBO nos pontos de monitoramento.

A **Figura 7** apresenta os valores de concentração de DQO para os pontos de monitoramento após o ponto PT2. Teste de correlação linear entre as variáveis DBO, DQO e O&G, foram realizados para o efluente após o ponto PT2.

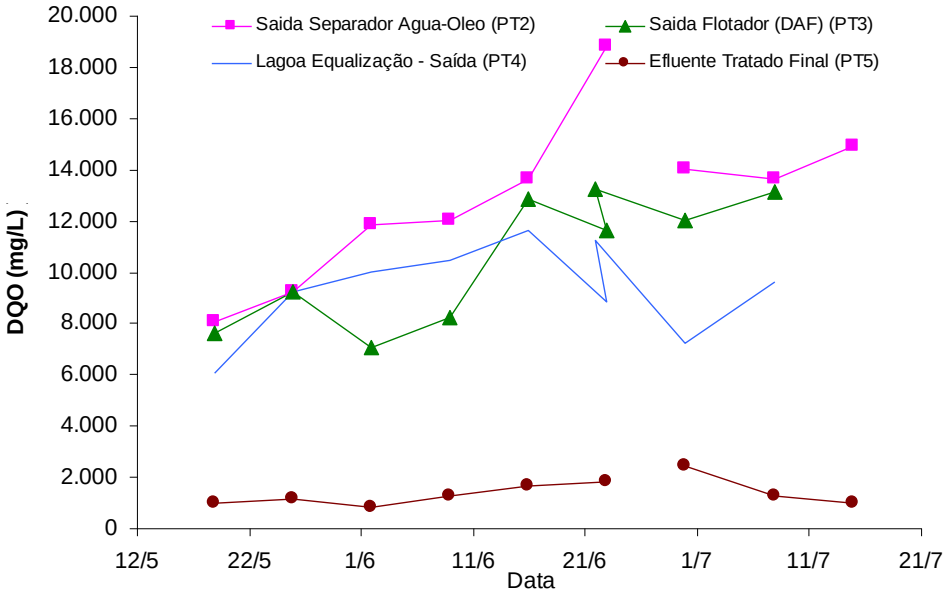


Figura 7. Concentração de DQO no pontos de monitoramento.

Na **Figura 8** apresenta a correlação entre DQO e DBO. A melhor correlação linear encontrada é para o efluente na saída do flotador PT3, sendo que para os demais pontos não se pode afirmar que exista uma correlação.

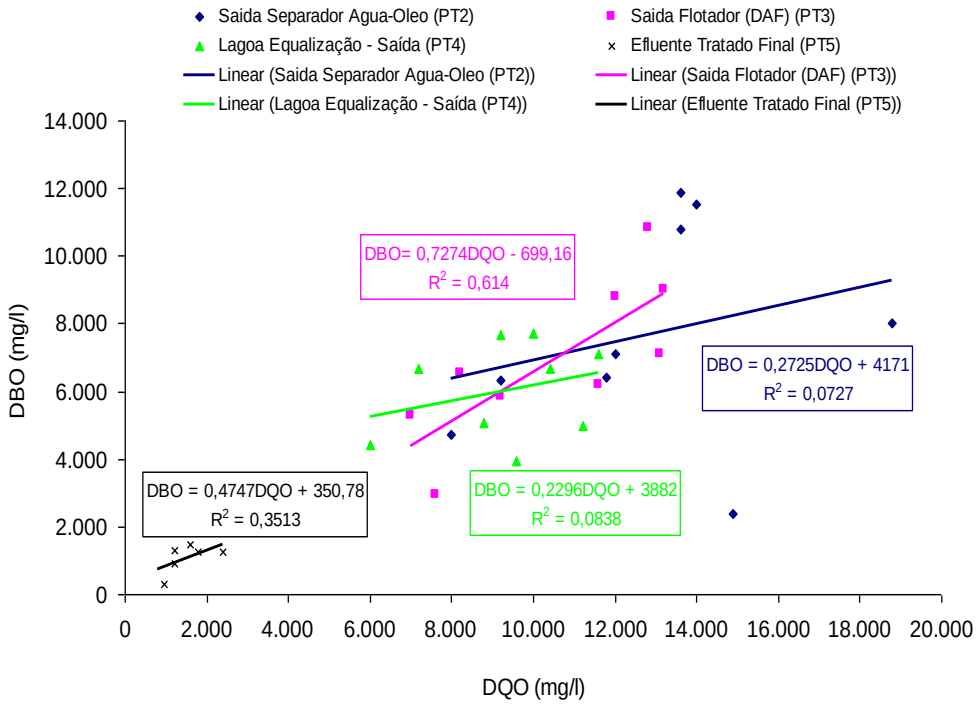


Figura 8. Correlação linear entre DBO e DQO.

A **Figura 9** apresenta a correlação entre DQO e O&G, pode se afirmar que existe correlação entre estas variáveis para os pontos PT3 e PT5 que representam a saída do flotador e efluente final respectivamente. Embora o coeficiente de explicação para correlação entre DQO e O&G na saída do flotador é alto seu significado químico é questionável.

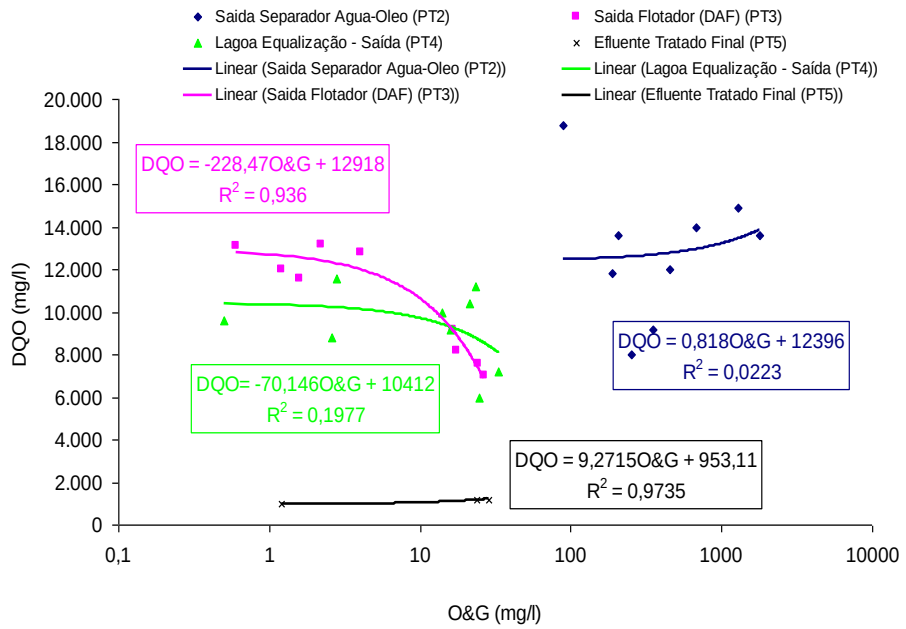


Figura 9. Correlação entre DQO e O&G.

A **Figura 10** apresenta a correlação entre DBO e O&G e assim com a DQO pode se afirmar que existe correlação entre estas variáveis DBO e O&G para os pontos PT3 e PT5 que representam a saída do flotador e efluente final respectivamente. Observa-se também uma relação contraria a esperada para relação entre DBO e O&G para o ponto PT3.

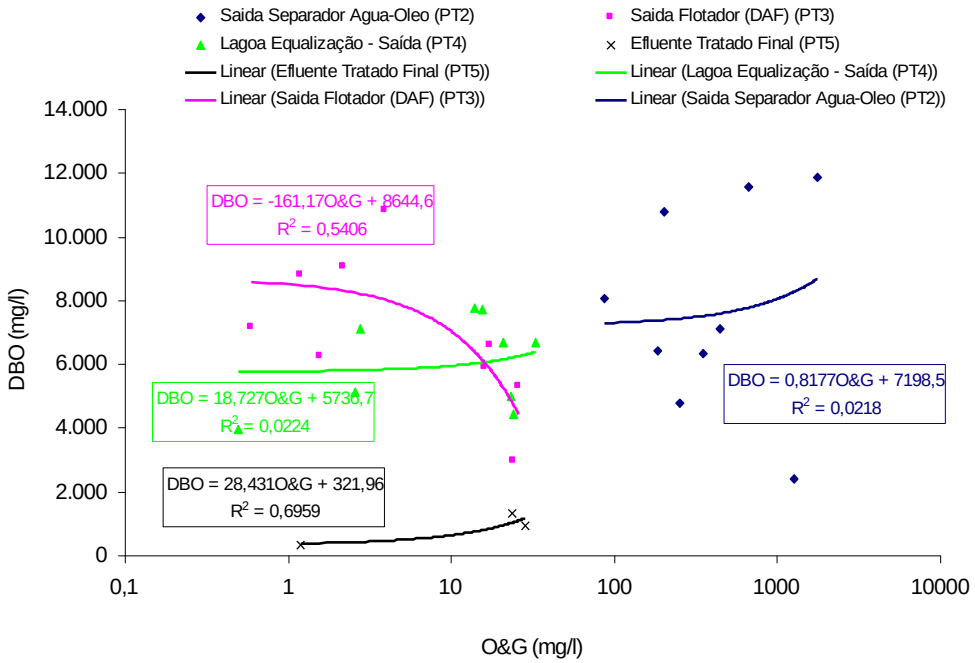


Figura 10. Correlação entre DBO e O&G.

A **Figura 11** apresenta a remoção de DBO nos processos na ETE. Verifica-se maior remoção de DQO em porcentagem no processo de lodos ativados com valor médio de aproximadamente 82%. Na **Figura 12** são apresentado os valores de remoção de DQO nos processos da ETE. Verifica-se novamente que o processo de lodos ativados tem melhor desempenho com remoção média de 85%. Na **Figura 13** apresenta a remoção de O&G verifica-se que os flotadores tem papel importante na remoção de O&G com remoção média de 97%.

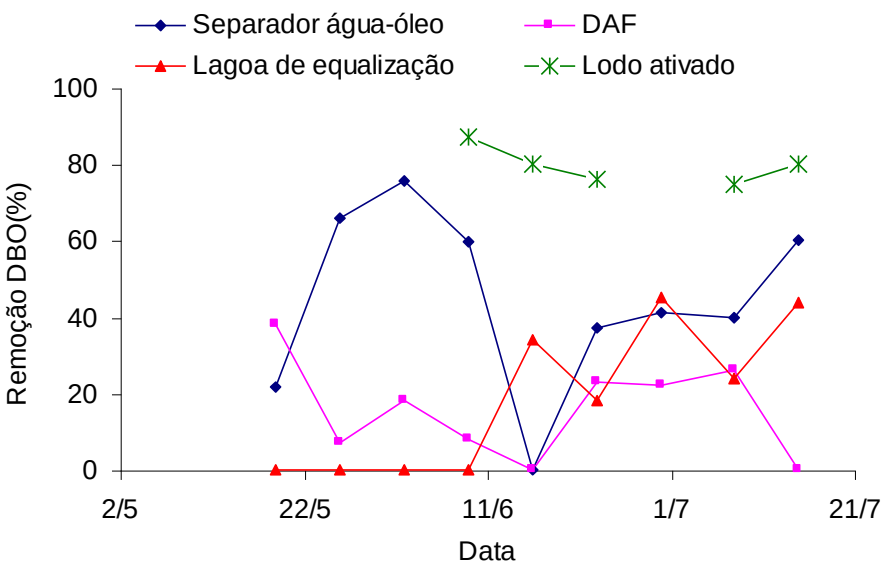


Figura 11. Remoção de DBO nos processos.

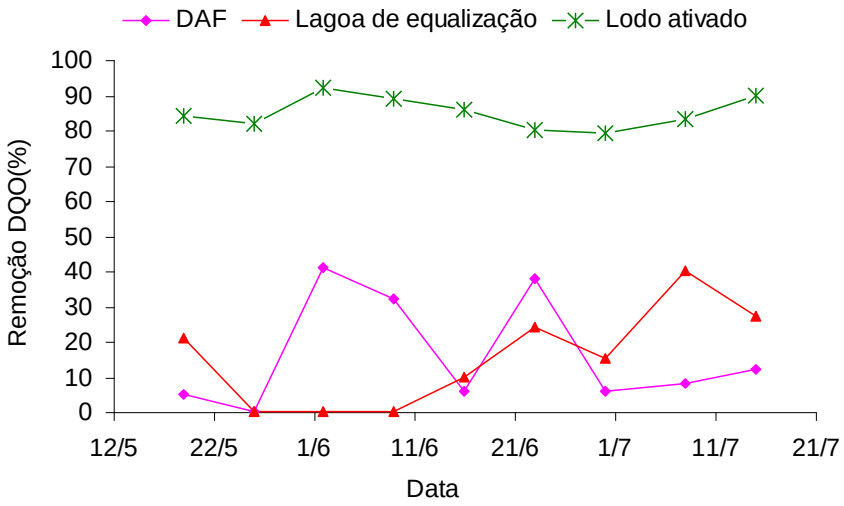


Figura 12. Remoção de DQO nos processos.

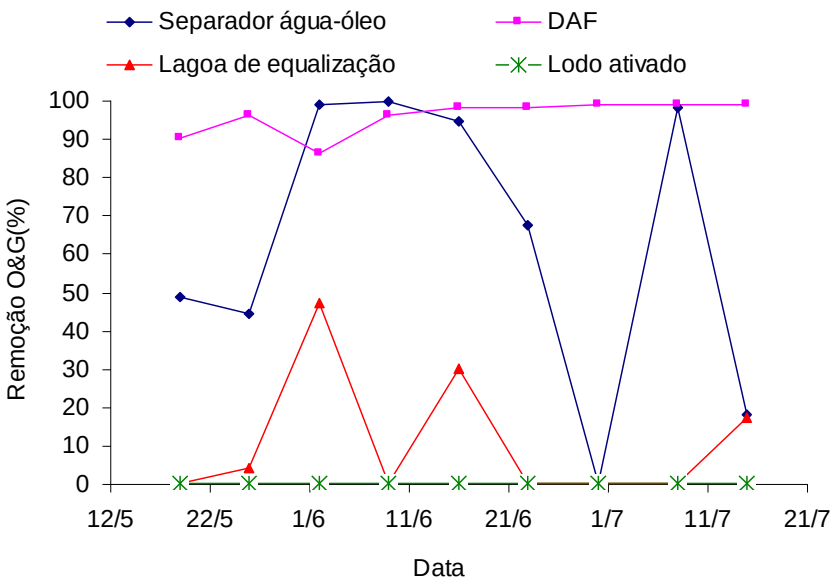


Figura 13. Remoção de O&G nos processos.

4 CONCLUSÃO

O efluente bruto é caracterizado por oscilações acentuadas com valores de O&G entre 14602(mg/l) a 85686 (mg/l) e DBO entre 6044 (mg/l) a 29608 (mg/l).

Verificou-se um melhor desempenho do sistema referente à remoção de matéria orgânica expressa em DQO após a alteração nos aeradores e a remoção média aumentou de 55% para 79% após instalação dos novos aeradores.

O sistema DAF para remoção de O&G apresentou-se mais estável do que o separador de água e óleo nas oscilações das cargas.

Embora a remoção total de DQO e DBO na ETE é de aproximadamente 89% e 87% respectivamente o efluente final ainda apresenta concentração de DQO de 1330(mg/l) e DBO de (1140)mg/l.

5 REFERÊNCIAS

APHA, 1985 APHA, AWWA, WPCF, 1985. Standart methods for water and wastewater examination. New York p. 877.

Bento, A.P.(2005) Caracterização da microfauna em estação de tratamento de esgotos do tipo lodos ativados: um instrumento de avaliação e controle do processo. Revista Engenharia Sanitária e Ambiental, v. 10, n. 4, p. 329-338.

Metcalf & Eddy.(2003) Wastewater Engineering: treatment, disposal, and reuse.4ªEd. McGraw Hill International.

Curtis, T.P., Miskin, O.E., Head, I.M., Akarsubasi, A.T.(2009). Effect of Sludge Age on the Bacterial Diversity on Bench Scale Sequencing Batch Reactors. Enviroment Science technology.

Solnik, W.,Zadja Z.(2008). Aeration System Control in Biological Waste Water Treatment Plants. Seventh Internacional Conference on Machine Learning. July 2008.,

PAPEL DAS LIDERANÇAS NA REDUÇÃO DAS PERDAS

O desenvolvimento das lideranças focado no autoconhecimento, autodesenvolvimento e *feedback* gerando resultados

Rosana DIAS (1); Sonia Maria WISSENBACH (2); Robson Monteiro DIAS (3)

RESUMO

Os líderes sempre exerceram papéis decisivos na história da Humanidade, principalmente em tempos de guerra, como Júlio César, Napoleão Bonaparte e Adolf Hitler. Até os anos 80, as empresas seguiam o modelo de gerenciamento através do modo "comando e controle" baseado na mentalidade militar, num clima social diferente e num ambiente organizacional estável. Hoje essa estabilidade acabou e o que existe é um ritmo frenético de mudanças e uma necessidade de adaptação, duas competências essenciais da liderança.

A partir desta visão, propomos um modo diferenciado de desenvolver líderes, acreditando que líder é aquele que consegue os bons resultados por meio das pessoas. Liderança é uma arte, é uma característica a ser desenvolvida. O líder não nasce pronto. Utilizamos o método *PI*, baseado na identificação dos principais comportamentos desejáveis e não desejáveis dos líderes, para proporcionar autoconhecimento e autodesenvolvimento.

Com este trabalho pretendemos mostrar que é possível uma mudança cultural na forma de liderar e com isso alcançar resultados expressivos, neste caso no Programa de Redução de Perdas, um dos maiores problemas do setor de saneamento mundial. Sem dúvida, o papel das lideranças foi essencial para a obtenção dos resultados apresentados, agregando conhecimento e fortalecendo o relacionamento com as pessoas.

Palavras-chave: desempenho, líderes, liderança, perdas, redução, resultados

(1) jornalista, pós-graduada em Comunicação e em Gestão de Processos, filiada à ABES-SP (Rua Eugênio de Medeiros, 242 – 6º andar - São Paulo – SP - Brasil); rosanadias@sabesp.com.br; 55 11 3838-6005; (2) psicóloga, pós-graduada em Administração em Recursos Humanos; soniamariaw@sabesp.com.br; 55 11 3838-6067; (3) Administrador de Empresas – Pós-graduado com especialização em Gestão do Conhecimento, Tecnologia e Inovação; rmdias@sabesp.com.br; 55 11 3838-6091.

1. OBJETIVO

Com este trabalho pretendemos apresentar de que forma as lideranças influenciam os resultados de uma organização, uma vez que ela possui papel preponderante no estabelecimento de diretrizes, valores e práticas para inspirar, criar ambiente favorável e convergir esforços de toda força de trabalho e outras partes interessadas para o sucesso da organização.

Pretendemos mostrar também que o desenvolvimento de líderes na SABESP - Unidade de Negócio Oeste baseia-se em prática de mercado, com adaptação ao ambiente interno da organização, focada no autoconhecimento, no autodesenvolvimento e na cultura do feedback. Desta forma, desde a identificação das competências essenciais para o exercício da liderança, passando pelo desenvolvimento dos gaps identificados até a avaliação de resultados, adotamos práticas de gestão de classe mundial, buscando o alcance de resultados sustentados pelo aumento de valor tangível e intangível para todas as partes interessadas.

A nova visão das lideranças apoia e sustenta a nova filosofia do Programa de Redução de Perdas, voltado não mais somente aos efeitos das perdas (quantos litros de água foram perdidos no mês ou quantos litros não foram faturados no mês), mas sim à eficiência dos processos do negócio e de apoio, à eficiência na capacitação das pessoas, à eficiência no planejamento de ações e resultados esperados, à eficiência no desenvolvimento e adaptação de tecnologias e à eficiência na análise crítica dos resultados planejados.

2. METODOLOGIA

2.1 Introdução

As grandes mudanças que estão ocorrendo nos mercados, no perfil dos clientes, nas demandas da sociedade e na tecnologia, têm exigido alto desempenho das organizações em todo o mundo. Para que uma organização tenha sucesso em sua missão e consiga concretizar a sua visão é essencial que as pessoas que a integram se envolvam e se comprometam com a busca pela excelência na gestão. Isso exige que os líderes atuem de forma a guiar e inspirar as pessoas, engajando seguidores no alcance dos objetivos. Mais que isso, exige que os líderes desempenhem um novo papel. Há algumas décadas, observamos a evolução do conceito de chefia para liderança, de poder para autoridade e

percebemos o quanto este papel impacta nos resultados de uma organização. Prova disso é a afirmação de Margaret Thatcher, ex-primeira ministra da Inglarerra: “estar no poder é como ser uma dama. Se tiver que lembrar às pessoas que você é, você não é”.

O exercício da liderança exige hoje competências que até há alguns anos atrás não se exigia: relacionamento interpessoal, capacidade de comunicação, pensamento sistêmico, foco na gestão das pessoas, planejamento e gestão de projetos e processos, análise de riscos, foco em resultados, agente de mudança. Complexo para qualquer empresa, mas mais complexo e desafiador para a SABESP – Unidade de Negócio Oeste, pela sua característica empresarial.

2.2 Características da organização

É importante contextualizar sobre as características da organização objeto de estudo, a fim de se compreender o desafio proposto e alcançado.

A Unidade de Negócio Oeste é uma das 16 Unidades de Negócio da Sabesp - Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo, empresa brasileira, de economia mista, de capital aberto, tendo como principal acionista o Governo do Estado de São Paulo. Sua constituição foi autorizada pela Lei Estadual 119, de 29 de junho de 1973. Presente no grupo de organizações altamente comprometidas com a Governança Corporativa, a Sabesp é a única empresa do setor de saneamento no Brasil a integrar o ISE – Índice de Sustentabilidade Empresarial pelo terceiro ano consecutivo. Em 2002, aderiu proativamente ao novo mercado da BM&FBOVESPA e passou a negociar suas ações na NYSE - Bolsa de Valores de Nova Iorque. Se levarmos em conta a população atendida, a Sabesp está entre as maiores empresas de saneamento do mundo e é a 5ª maior empresa em número de clientes, segundo *a Pinsent Masons – Water Yearbook* – 2008/2009.

A Unidade de Negócio Oeste, como Unidade da Diretoria Metropolitana, atende cerca de 3,5 milhões de pessoas de parte da região Oeste da cidade de São Paulo e dez municípios da RMSP – Região Metropolitana de São Paulo (Barueri, Carapicuíba, Cotia, Itapevi, Jandira, Osasco, Pirapora do Bom Jesus, Santana de Parnaíba, Taboão da Serra e Vargem Grande Paulista) com serviços de distribuição de água e coleta e afastamento de esgoto, além do atendimento ao cliente. Em 2003, o índice de perdas estava em 641 litros/ligação/dia.

O desafia era: como reverter este resultado num ambiente ambíguo de atuação (de um lado as restrições de uma empresa pública, como contração de pessoas e de fornecedores, e de outro lado as exigências de uma empresa privada, como gestão e remuneração por resultados, executar mais com menos), contando com as mesmas pessoas, os mesmos processos e os mesmos recursos financeiros?

A decisão da direção da Unidade de Negócio Oeste foi buscar um modelo de gestão que proporcionasse o atendimento a este desafio, assegurando a competitividade e a perenidade. Iniciou-se um processo de mudança cultural, baseado no Modelo de Excelência da Gestão - MEG®, vinculado à Fundação Nacional da Qualidade, que visa disseminar os fundamentos da Excelência em Gestão para o aumento de competitividade das organizações e do Brasil, e fundamentado na atuação das lideranças.

Por meio da adoção deste Modelo de Referência, a Unidade de Negócio Oeste da Sabesp, implementou um Sistema de Gestão alicerçado pelos fundamentos do MEG®. A Figura 1 apresenta os fundamentos do Modelo, agrupados nos critérios de excelência. Este Sistema de Gestão é integrado por vários processos gerenciais, que buscam colocar em prática esses fundamentos, e conduzido pelas lideranças com auxílio de especialistas formados por profissionais da Unidade de Negócio Oeste. Para sua implementação foram formados Grupos de Trabalho, designados conforme os Critérios de Excelência que compõem o MEG®.



Figura 1 – Representação do modelo sistêmico de gestão - MEG®

3. DESENVOLVIMENTO DO PROGRAMA

"Moggi e Burkhard (2005) acreditam que a carreira profissional é algo tão sério que não pode ser delegado a terceiros...que sair da cultura do ter para outra apoiada no ser, do chefiar pessoas autoritariamente para o de liderar participativamente, são, antes de tudo, mudanças internas, de atitude." Para proporcionar a mudança cultural da lideranças da Unidade de Negócio Oeste no Planejamento Estratégico de 2003, por meio da Análise da Matriz FOFA – Forças, Oportunidades, Fraquezas, Ameaças, foi estabelecido o objetivo estratégico "Ter uma Gestão de pessoas que contemple a perspectiva profissional dos empregados" e a macroação "Elaborar e implantar uma metodologia de Avaliação Gerencial", a fim de transformar os líderes em agentes das mudanças organizacionais e prepará-los para atuarem como facilitadores.

A organização já contava com o programa de Gestão de RH por Competências institucional, que estabeleceu cinco competências gerenciais, pelas quais os líderes eram avaliados bianualmente por meio do SAC - Sistema de Avaliação por Competências e o método

utilizado é a avaliação 180º, com a formulação de compromissos de desenvolvimento. As competências gerenciais para todos os níveis de liderança são: gestão de informações, gestão de mudanças, gestão de pessoas, gestão de projetos e gestão de resultados.

Pelo Programa Corporativo (aplicado a toda Sabesp) a abordagem do desenvolvimento era feita de forma coletiva, não considerando as diferenças individuais, os diferentes estágios de evolução e os vários níveis hierárquicos. A Unidade de Negócio Oeste possuía um corpo de líderes com muitos conhecimentos técnicos, mas pouco preparados para usá-los bem, por falta de competências duráveis (pensar estratégica e sistematicamente, inovar, estreitar relacionamentos, lidar com o poder) e de habilidades (capacidade de abstração, intuição, criatividade e autodesenvolvimento). As práticas de treinamento gerencial desenvolvidas eram baseadas em programas corporativos e constituíam-se de ações isoladas, com pouco inter-relacionamento com as diretrizes, sem medição do custo benefício dessas ações. O maior foco dos programas eram os treinamentos técnicos, desenvolvendo lideranças excessivamente tecno-burocratizadas, gerando líderes com baixa capacidade em lidar com os aspectos mais sutis do relacionamento humano e as nuances subjetivas das estratégias.

Desta forma, a Alta Direção fez uma escolha estratégica ao alinhar o programa de desenvolvimento de líderes ao que havia de mais inovador no mercado: a utilização da pesquisa *Predictive Index* - PI, uma ferramenta que permite a identificação dos comportamentos individuais e um desenvolvimento customizado, cujos direitos autorais exclusivos são da Praendex Brasil, representada no Brasil pela empresa Arquitetura Humana.

Para a utilização desta ferramenta, foi elaborada uma nova proposta de desenvolvimento de lideranças, conforme apresentado na Figura 2.



Figura 2 – Estrutura do Programa de Desenvolvimento Gerencial

3.1 Planejamento do Programa

A partir desta proposta de Desenvolvimento Gerencial, foram planejados pela área de Coordenação da Qualidade alguns passos para a utilização do *PI* na organização:

- capacitação dos profissionais na metodologia;
- aquisição das pesquisas as serem aplicadas;
- aquisição do software de gestão;
- formação de Comitês para o levantamento do perfil ideal para cada função departamental;
- validação das competências desejáveis e não desejáveis para cada função departamental;
- aplicação das pesquisas;
- realização das devolutivas individuais;
- composição e apresentação do Organo"*P*I"grama,
- realização das Sessões A (reuniões de *feedback*) e desenvolvimento dos *gaps*, conforme fluxo apresentado na figura 3.

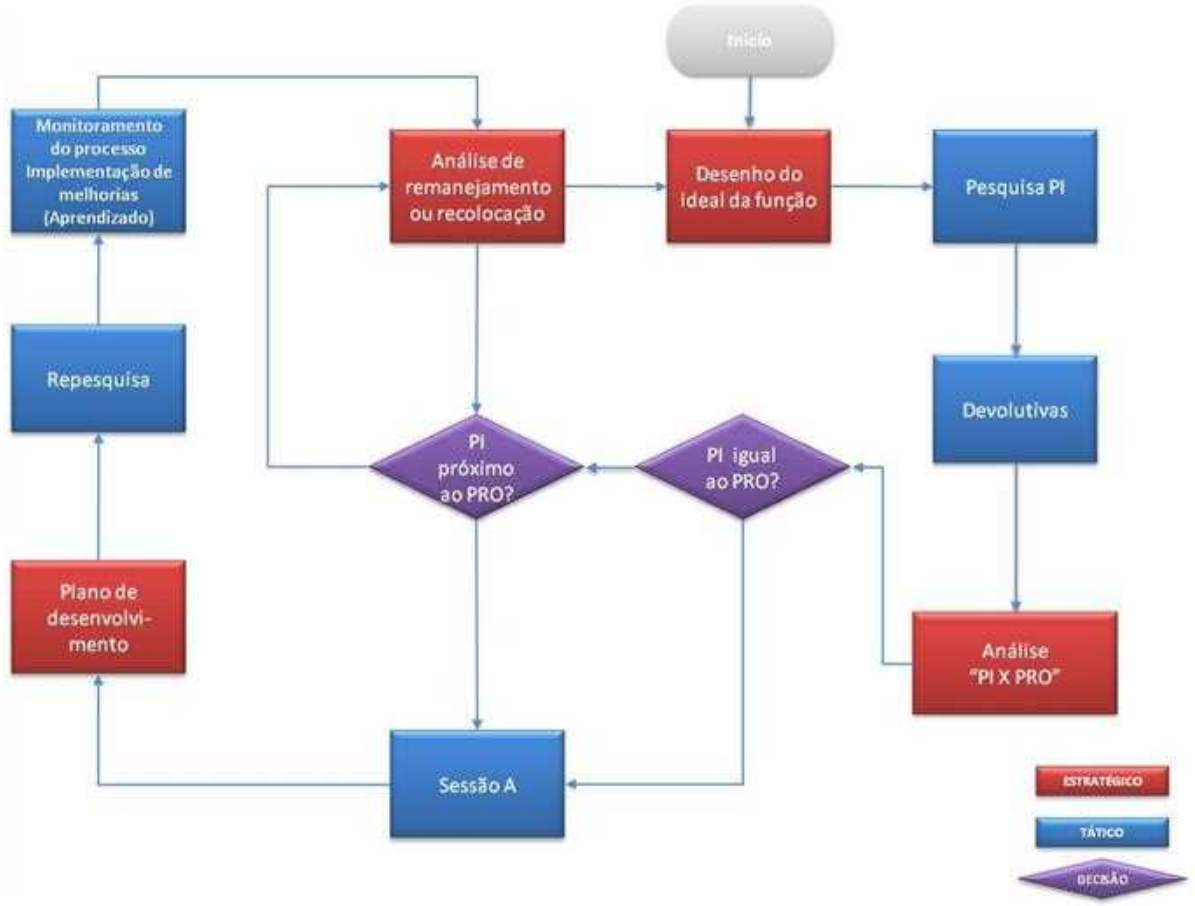


Figura 3 - Fluxo do Desenvolvimento Customizado

3.2 Desenvolvimento do Programa

O processo se inicia com a definição do PRO – *Performance Requirement Options,* ou requisitos dos comportamentos indicados para o cargo, por meio da formação de um Comitê com participação de no mínimo quatro e no máximo oito empregados (pares dos gerentes daquela função, superiores e subordinados). Para cada função gerencial, foram consideradas as competências genéricas e gerenciais, características específicas de cada sistema organizacional, as tendências e desafios do mercado e foram elencados os comportamentos desejáveis e não desejáveis para cada função gerencial. Após isso, essas competências foram consolidadas, gerando as competências essenciais para o exercício da liderança na Unidade e Negócio Oeste: Comunicação, Construção de relacionamentos, Generalista, Empreendedor, Tomador de decisões rápidas, Resposta rápida às mudanças, Espírito competitivo, Influência e impacto no ambiente, estimulando os outros a agirem.

Em seguida aplica-se a pesquisa *PI*, que é um estudo ou pesquisa organizacional que avalia as necessidades motivadoras e os comportamentos voltados ao trabalho de cada indivíduo. A pesquisa consiste no preenchimento de um questionário de palavras de livre escolha, cujos dados são processados em sistema, denominado gerenciador de dados, gerando três gráficos que identificam os seguintes aspectos comportamentais: como o avaliado age naturalmente (*self)*, como percebe que deveria agir frente ao ambiente (conceito do *self*) e como está agindo diante desta percepção (síntese), conforme figura 4. O resultado é apresentado e discutido num Workshop de Devolutiva *PI* no qual cada líder faz a leitura do seu *PI* e discute com seus pares e superior os movimentos de mudanças, com apoio dos analistas *PI*. Esta metodologia é um refinamento deste processo de *feedback*, que era feito individualmente, como forma de compartilhar e disseminar o conhecimento sobre a ferramenta.

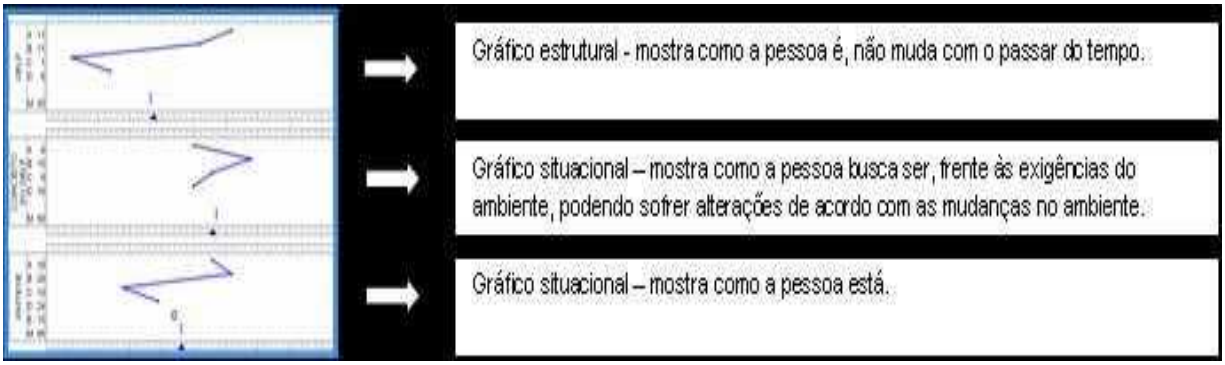


Figura 4 – Forma de apresentação dos gráficos da Pesquisa *PI*

Os gráficos PI permitem a mensuração de aspectos comportamentais como motivação, perda de potencial, somatização, conflito, aproveitamento da capacidade, relacionamento, comunicação e gestão, tentativas de mudanças e especificamente quais são elas, permitindo assim a tomada de decisões estratégias sobre ações a serem implementadas.

A próxima etapa é a Sessão A, uma reunião de *feedback* entre o líder e seu superior, no qual o avaliado seleciona até cinco competências a serem aprimoradas (da comparação do *PRO* com o resultado da pesquisa). Esta discussão ocorre com a mediação das pesquisas *PI* e um formulário padronizado, no qual consta: os pontos fortes e os pontos a melhorar da Sessão anterior, os resultados da Pesquisa de Clima dos dois últimos anos relativo à avaliação do líder, resultados das auditorias internas e resultados relativos aos processos (metas estabelecidas no ciclo de Planejamento), compromissos de desenvolvimento

realizados (cursos, treinamentos, auditorias internas, entre outros). As discussões decorrem de perguntas abertas, como: O que acontece e deve acontecer; O que acontece e não deve acontecer; O que não acontece e deve acontecer e O que não acontece e não deve acontecer, relacionado à gestão e como o comportamento do líder está influenciando o ambiente, as pessoas, os resultados. Nessas Reuniões são estabelecidos três aspectos comportamentais prioritários para serem desenvolvidos em comum acordo entre avaliado e avaliador, que são enviados à área de Coordenação da Qualidade para análise e consolidação do Plano Anual de Treinamento das lideranças. As Sessões A também proporcionam o autoconhecimento; estimulam o autodesenvolvimento; conhecimento de cada profissional; sinergia entre as lideranças das áreas; administração conflitos e aprimoramento da comunicação.

A Unidade de Negócio Oeste, com o apoio da consultoria Arquitetura Humana, desenvolveu também o Organo"*PI*"grama, após o mapeamento dos perfis dos líderes. Trata-se de um organograma com áreas, cargos, nomes dos líderes e perfis, possibilitando uma análise correlacionada entre perfis. Este trabalho está norteando as realocações de profissionais nos diferentes níveis de liderança, juntamente com os demais requisitos necessários ao desempenho das funções.

A utilização dessas ferramentas que proporcionam o autoconhecimento, o autodesenvolvimento e a cultura do *feedback* trouxe o amadurecimento pessoal e profissional em consonância com as expectativas individuais e da organização, contribuindo para aprimorar as relações humanas, fator impulsionador para o sucesso das organizações. Os líderes precisam criar condições para que as pessoas se realizem, aumentando o desempenho por meio do comprometimento, do desenvolvimento das competências e de espaço para empreender. Também são responsáveis pela promoção de um ambiente favorável à criatividade, experimentação e implementação de novas idéias que possam gerar um diferencial competitivo, agregando valor. Cabe ressaltar que este Programa foi case vencedor do Prêmio IGS – Inovação em Gestão no Saneamento, edição 2008.

3.3 Exercício da liderança com foco na redução de perdas

Em 2005, com uma nova liderança, o Programa de Redução de Perdas passou por mudanças profundas na filosofia de gestão com a aplicação do MASPP – Método de Análise

e Solução de Problemas aplicado à Perdas. Com apoio da consultoria Hoperações, a forma de enxergar as perdas de água e faturamento quebrou paradigmas: de perder para controlar (contabilidade no final do mês) para Controlar para não Perder (gerenciamento pela Qualidade); de controlar o efeito (perdas) para controlar as causas (eficiência dos processos), trabalhando com os conceitos de Volume Disponibilizado (macromedido) e Volume Utilizado (micromedido). Desta forma, foram constituídos grupos de trabalho para aplicar o PDCA (*Plan-Do-Check-Act*) ao problema de perdas identificando as causas das perdas, observando e analisando informações, elaborando o plano de ação para bloqueio das causas raízes; treinamento das pessoas, execução do plano de ação, elaboração e acompanhamento de cerca de mais de 1.000 itens de controle; análises críticas, auditorias e padronização.

Em 2006, para atender à demanda do acompanhamento dos indicadores, foi desenvolvido, de forma inédita por profissionais da organização, o sistema SCORPION a fim de gerenciar os processos de impactam diretamente nas perdas: comercial (faturamento, vendas, hidrometração), distribuição de água e manutenção dos sistemas de água e esgotos. Com este sistema, é possível os líderes acompanharem diariamente os fatores que influenciam as perdas como leitura (aumento ou redução de consumo, leituras incorretas, consumo pela média, consumo zero), troca de hidrômetros, conserto de vazamentos (tempo, local, causas), níveis de reservatórios, entre outros, por meio de gráficos de controle, analisando as causas comuns e especiais e propondo ações de correção ou melhoria. O sistema permite gerenciar por menor nível de gestão, como setor de abastecimento, grupo e rota de leitura, além de possibilitar a geração de gráficos por vários níveis. A figura 5 apresenta a tela principal do sistema Scorpion (case vencedor do Prêmio IGS – Inovação em Gestão no Saneamento, edição 2006) .

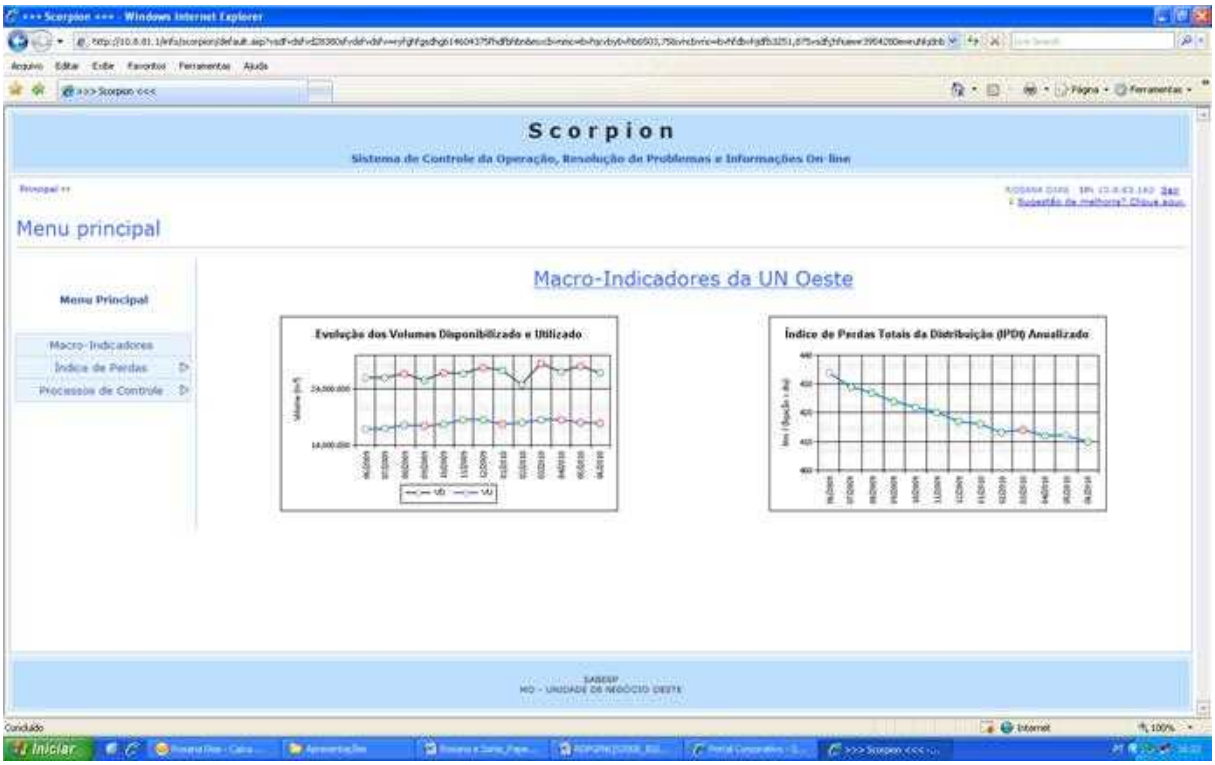


Figura 5 – Tela inicial do sistema Scorpion – simplificando a gestão do Programa de Perdas

Para atender a esta nova forma de trabalhar, a Unidade de Negócio Oeste precisava de líderes com novos perfis, por isso o desenvolvimento das lideranças estava sendo trabalhado em paralelo à nova configuração do Programa de Controle e Redução de Perdas, com foco nos fundamentos da gestão baseado no MEG®: constância de propósitos, visão de futuro, orientação por processos e informações, valorização das pessoas, cultura da inovação, pensamento sistêmico e geração de valor. Cabe destaque ao papel do líder deste processo, que detinha as competências necessárias para a mudança de cultura e a obtenção de resultados: comunicação, construção de relacionamentos, resposta rápida às mudanças, influência e impacto no ambiente, estimulando os outros a agirem. Além disso, o apoio e estímulo do superintendente da Unidade de Negócio foi preponderante para que os paradigmas na gestão fossem mudados.

Em 2008, para melhorar a performance dos resultados do Programa de Controle e Redução de Perdas, foram implementados os Grupos de Projeto de Perdas, nos setores de abastecimento com maior representatividade na Unidade de Negócio Oeste: Morumbi e Iracema. Com o apoio da consultoria B&B, foram constituídos grupos de trabalho multidepartamentais e planejadas as ações visando a construção e a utilização de

ferramentas gerenciais, preconizadas pelo PMI – Project Management Institute para aplicação nos projetos específicos. Esses Grupos, denominados GPs, faziam um planejamento minucioso das ações a serem desenvolvidas, avaliando os riscos dessas ações não acontecerem e quais seriam os planos de correção e os custos de cada ação. Também foram criados planos de comunicação e reunião de análise crítica para acompanhamento dos Grupos.

Num ambiente voltado à excelência e à criatividade, a área de controladoria da Unidade de Negócio Oeste desenvolveu a prática Calibração de Recursos da Estrutura Analítica do Projeto (EAP), visando delimitar os recursos físicos e financeiros necessários para o alcance da meta estabelecida em cada projeto dos GPs. Fazendo uso de parâmetros de retorno, é possível obter de maneira estimada informações quanto à viabilidade econômico-financeira da EAP, traduzida em índices como: retorno financeiro e físico (m^3); % de participação de cada ação no ganho; % participação de cada ação no custo; TIR; *Payback*; VPL.

A gestão do Programa de Controle e Redução de Perdas continua trabalhando com os Grupos de Projeto de Perdas mas na configuração de Escritórios de Projeto cuja finalidade é aplicar e operacionalizar as atividades norteadas pelo planejamento, gestão e controle

RESULTADOS

Um Programa de Desenvolvimento de Líderes pode ser mensurado de várias formas a fim de demonstrar que agregou valor para a organização. No presente *case*, apresentamos resultados tangíveis e intangíveis. A figura 6 mostra os indicadores que foram impactados positivamente pela nova postura da liderança da Unidade de Negócio Oeste, aliada à nova filosofia de gestão do Programa de Controle e Redução de Perdas, que concluímos foi também uma mudança provocada pela decisão estratégica da Alta Direção em criar um modelo de gestão adotando como referência um modelo mundial, que é o MEG®.

Nº	Indicador	Unidade de Medida	Sentido	2007	2008	2009	Referencial Comparativo	
							Empresa (1)	Resultado
1	Retorno do Investimento com base no caixa	%	↑	7,1	7,4	7,6	A	4,9
2	Águas não faturadas por volume	%	↓	42	40	38	B	49
3	Índice de Perdas do faturamento	%	↓	31	30	27	C	28
4	Índice de Perdas de água	Litros/lig.dia	↓	492	458	417	A	384
5	Capacitação anual da força de trabalho	Horas/empr	↑	39	45	51	D	49
6	Capacitação anual da força de trabalho – OPERACIONAL	Horas/empr	↑	38	22	24	E	15
7	Capacitação anual da força de trabalho – LIDERANÇAS	Horas/empr	↑	39	149	113	E	77
8	Índice de pronto atendimento à solicitação de serviços	%	↑	90	90	90	A	91
9	Índice de hidrometração	%	↑	100	100	100	A	100

Figura 6 – Indicadores de eficácia do Programa de Desenvolvimento de Lideranças

(1): Legenda: A = Unidade de Negócio Norte da Sabesp; B = CORSAN – Cia Riograndense de Saneamento; C = Foz do Brasil – empresa privada de saneamento ligado ao grupo Odebrech; D = VOLVO; E = Unidade de Negócio Sul da Sabesp.

Os resultados intangíveis são avaliados pela mudança na cultura da organização, com foco nos processos, capacitação e valorização das pessoas, gestão orientada por informações e sistemas informatizados, agilizando a tomada de decisões, além da disseminação dos trabalhos em grupo, proporcionando maior integração entre as pessoas e as áreas; busca do autoconhecimento e autodesenvolvimento e prática do *feedback* pelas lideranças, proporcionando uma gestão participativa e próxima das pessoas.

Além dos resultados apresentados, gostaríamos de destacar resultados obtidos especificamente com os Grupos de Projeto de Perdas do setor de abastecimento Morumbi, que utilizou a ferramenta de calibração EAP. A figura 7 mostra resultados projetados sem a calibração e após a calibração.

Estimativa do retorno com o GP Morumbi - 2009			
	TIR (%)	**Payback**	**VPL (milhão)**
Antes da EAP	65,9	1,39	1,1
Depois da EAP	76,3	1,22	1,4

Figura 7 – Resultados projetados para o GP Morumbi

A calibração dos números proporciona também uma visão sistêmica do orçamento destinado ao Projeto, como por exemplo, a participação das ações mensuráveis no custo do GP Morumbi: troca de ramal 57%, troca de hidrômetro 19%, atuação contra fraudes e irregularidades 5%, gestão de ligações inativadas 7%.

Cabe destacar que a Diretoria Metropolitana da Sabesp promove anualmente desde 2008 o Prêmio Eficiência Operacional, visando incentivar as Unidades de Negócio na busca da melhor eficiência em processos e ações que impactam em perdas. A Unidade de Negócio Oeste foi premiada em 2008 e 2010 pelo maior ganho de volume na substituição de hidrômetros e em 2010 também pela melhor prática de gestão e capacitação de pessoas para atuar nas perdas.

CONCLUSÕES/RECOMENDAÇÕES

A partir deste Programa de Desenvolvimento de Líderes, reconceituamos na Unidade de Negócio Oeste o que era ser líder, conscientizamos as lideranças do seu papel e passamos a ter líderes mais preparados para gerir equipes de trabalho (os Grupos de Perdas), gerenciar projetos, realizar análises críticas dos resultados e avaliar e compartilhar as lições aprendidas. Além disso, a liderança é a impulsionadora das mudanças organizacionais, é ela quem inspira e leva as pessoas pelo caminho a ser percorrido.

AGRADECIMENTOS

O êxito deste processo de mudança, que culminou na revisão do perfil do líder e sua forma de atuação, na reavaliação dos processos de treinamento e capacitação, na aproximação

dos líderes com as pessoas e na mudança na gestão da Unidade de Negócio Oeste foi possível graças ao empenho de várias pessoas, mas entre elas destacamos:

- O superintendente Milton de Oliveira que, pela sua obstinação pelo melhor, sempre apoiou os projetos inovadores que provocassem a mudança cultural;
- O gerente da Divisão de Perdas Josué Fraga da Silva que, pela sua flexibilidade e comunicação, conseguiu mudar a gestão de perdas, envolvendo todas as lideranças no processo e proporcionando a convergência de esforços e ações, e
- O presidente da empresa Arquitetura Humana, Elmano Moises Nigri, os consultores Cleber Ribeiro Catelli e Éleia Abreu, da empresa *PI* Brasil, e a consultora Isabel Cristina Folli, da empresa Idecaph, que nos apresentaram a ferramenta *PI* e, pela sua experiência em comportamento humano, nos auxiliaram a mudar a forma de enxergar o desenvolvimento de lideranças, trazendo novos elementos para a cultura organizacional.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. MOGGI, Jair, BURKHARD, Daniel. (2005). O espírito transformador: a essência das mudanças organizacionais no século XXI. Editora Antroposófica. São Paulo, Brasil.

2. FUNDAÇÃO NACIONAL DA QUALIDADE (2008). Cadernos de Excelência®: Introdução ao Modelo de Excelência da Gestão®. Fundação Nacional da Qualidade. São Paulo, Brasil.

PARAMETRIZAÇÃO DE CONVERSORES DE FREQUÊNCIA EM ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS PARA O COMBATE ÀS PERDAS REAIS

Autores:

Nivaldo R. COSTA JR(1); Alexandre D. MARQUES(2); Marco Antônio M. SOUZA (3);

RESUMO

Desde o ano de 2007 a Unidade de Negócio Leste da SABESP tem implantado conversores de freqüência nas estações elevatórias que abastecem os reservatórios elevados, para o atendimento das zonas altas dos setores de abastecimento.

Estes conversores tinham, em princípio, o objetivo de reduzir o consumo de energia elétrica mas os reservatórios elevados, no entanto continuavam sendo alimentados, apenas como caixas de passagem e o sistema elevatório como alimentador desta caixa.

Posteriormente se pensou em utilizar estes conversores para regular as pressões diretamente no sistema de distribuição, buscando sua redução nos horários onde os consumos permitissem e visando a redução das perdas reais. Assim o bombeamento foi desviado da torre e passou a ser feito diretamente ao sistema, como um “booster”.

Hoje na área de atuação da Unidade de Negócio Leste a maior parte das zonas altas dos Setores de Abastecimento, outrora submetidas às pressões dos reservatórios elevados, ou torres, é atendida diretamente pelos sistemas de bombeamento, com a utilização de conversores de freqüência.

O trabalho desenvolvido e aqui apresentado detalha o processo de acompanhamento e definição das pressões necessárias de recalque, que permitam a redução de perdas reais, garantindo, no entanto o pleno atendimento dos clientes.

PALAVRAS-CHAVE: Conversores de Frequência, Eficiência Energética e Redução de Perdas.

(1)Gerente da Divisão de Operação de Água da Unidade de Negócio Leste da Sabesp, formado pela Escola de Engenharia da Universidade Mackenzie, com Pós-Graduação em Saneamento Básico pela Faculdade de Saúde Pública da USP, e mestrando em Engenharia de Infraestrutura Aeroportuária pelo Instituo Tecnológico de Aeronáutica (ITA) - fone:+ 55 11 2956 90 28 – nivaldorodrigues@sabesp.com.br

(2)Engenheiro civil pela Universidade Nove de Julho. Especialista em Tecnologias Ambientais pela Faculdade de Tecnologia de São Paulo. Encarregado da Divisão de Operação de Água da Unidade de Negócio Leste da Sabesp – fone:+ 55 11 2956 90 28, alexandremarques@sabesp.com.br

(3) Tecnólogo em Obras Hidráulicas pela Faculdade de Tecnologia e São Paulo. Tecnólogo da Divisão de Operação de Água da Unidade de Negócio Leste da Sabesp – fone:+ 55 11 2956 90 28 – mamsouza@sabesp.com.br

INTRODUÇÃO

A busca da excelência na operação dos sistemas de abastecimento de água tem como foco principal o abastecimento ininterrupto e satisfatório ao cliente e também a operação adequada de todos os equipamentos instalados nestes sistemas, com vista à diminuição de custos operacionais, tais como redução de energia elétrica e redução das perdas de água e ainda sob a ótica da conservação dos recursos hídricos.

Com base nessas premissas a Unidade de Negócio Leste da Sabesp otimiza a operação de suas estações elevatórias de água através da utilização de conversores de freqüência nos conjuntos moto-bomba destas estações.

Desde o ano de 2007 a empresa tem implantado conversores de freqüência nas estações elevatórias que alimentação os reservatórios elevados, para o atendimento das zonas altas dos setores de abastecimento. Os conversores de freqüência atuam diretamente na velocidade de rotação dos motores, permitindo sua variação, e conseqüentemente a variação das vazões e alturas manométricas das bombas.

Estes conversores tinham em princípio o objetivo de reduzir o consumo de energia elétrica uma vez que praticamente eliminam as sucessivas partidas e desligamentos das bombas, e permitem uma condição mais favorável no seu funcionamento ao longo do dia. Os reservatórios elevados no entanto continuavam sendo alimentados, apenas como caixas de passagem e o sistema elevatório como alimentador desta caixa, de acordo com as demandas de água das Zonas Altas.

Posteriormente se pensou em utilizar estes conversores para regular as pressões diretamente no sistema de distribuição, buscando sua redução nos horários onde os consumos permitissem e visando a redução das perdas reais. Assim o bombeamento foi desviado da torre e passou a ser feito diretamente ao sistema, como um “booster”.

Hoje na área de atuação da Unidade de Negócio empresa a maior parte das zonas altas dos Setores de Abastecimento, outrora submetidas às pressões dos reservatórios elevados, ou torres, é atendida diretamente pelos sistemas de bombeamento, com a utilização de conversores de freqüência.

O trabalho desenvolvido e aqui apresentado, apresenta o processo de acompanhamento e definição das pressões necessárias de recalque, que permitam a redução de perdas reais, garantindo o pleno atendimento dos clientes.

METODOLOGIA

A partir do ano de 2007, com a implantação de conversores de freqüência nos conjuntos elevatórios das zonas altas, criou-se um procedimento para a parametrização das pressões de cada conjunto motor bomba, como descrito a seguir.

a) DEFINIÇÃO DOS PONTOS CRÍTICOS

Foram identificados os pontos mais desfavoráveis ao abastecimento, aqueles que, uma vez abastecidos, garantiam que todo o restante da área também estaria. Estes pontos são os de cota mais elevada ou ainda aqueles mais distantes dos Centros de Reservação. A definição foi feita com base na cartografia das Zonas Altas e na distribuição das redes primárias e secundárias.

b) MEDIÇÕES DE PRESSÕES

Uma vez definidos os pontos críticos, efetuaram-se as medições de pressão nestes pontos, bem como no recalque das bombas e nas torres.

Os dados de pressão foram coletados de 15 e 15 minutos, ao longo das 24 horas do dia, e para um período de sete dias, de forma a se obter as variações sazonais de uma semana cheia.

c) ANÁLISE DOS DADOS

Como exemplo, é apresentado a seguir a análise dos dados colhidos na Zona Alta de um dos setores de abastecimento. As pressões medidas, tanto junto à bomba quanto nos pontos críticos, são apresentadas em um gráfico único, de forma a permitir uma boa análise da situação original, conforme Gráfico 1.

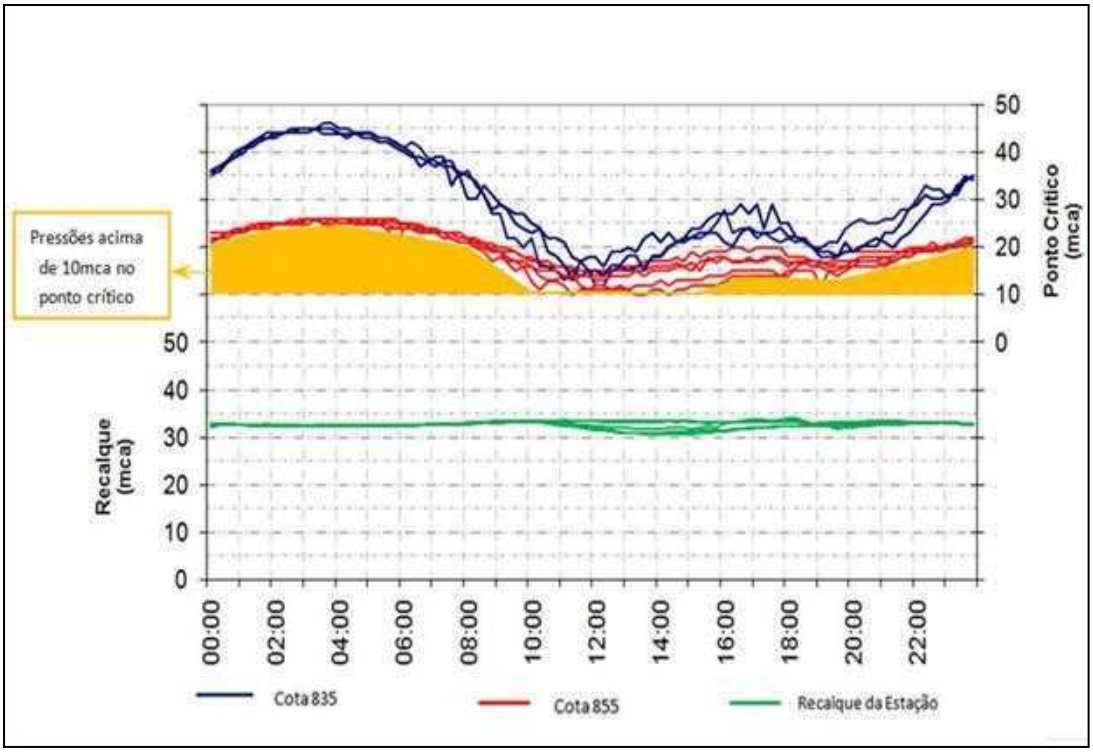


Figura 1 - Gráfico Pressões de recalque e de dois pontos críticos (cotas 835m e 855m)

Nota-se pelo gráfico que o ponto mais desfavorável é o localizado na cota 855m, onde ocorriam pressões que variavam entre 10 e 25 mca. Analisado este gráfico, verificou-se que a utilização do conversor de freqüência possibilitaria a redução das pressões em cerca de 10 mca no recalque da elevatória, durante o período noturno, sem causar problemas de abastecimento no ponto crítico. Assim durante este período seria possível reduzir o plano de pressões de toda a Zona Alta.

d) REGULAGEM INICIAL

Inicialmente foram estabelecidos dois patamares de pressão de saída do recalque, mantendo-se as pressões no período de maior consumo do dia, e reduzindo-se nos demais períodos para 23 mca. Após esta regulagem procedeu-se um acompanhamento das pressões no ponto crítico para verificar se ocorriam problemas de intermitência no abastecimento. O Gráfico 2 apresenta os resultados desta primeira regulagem.

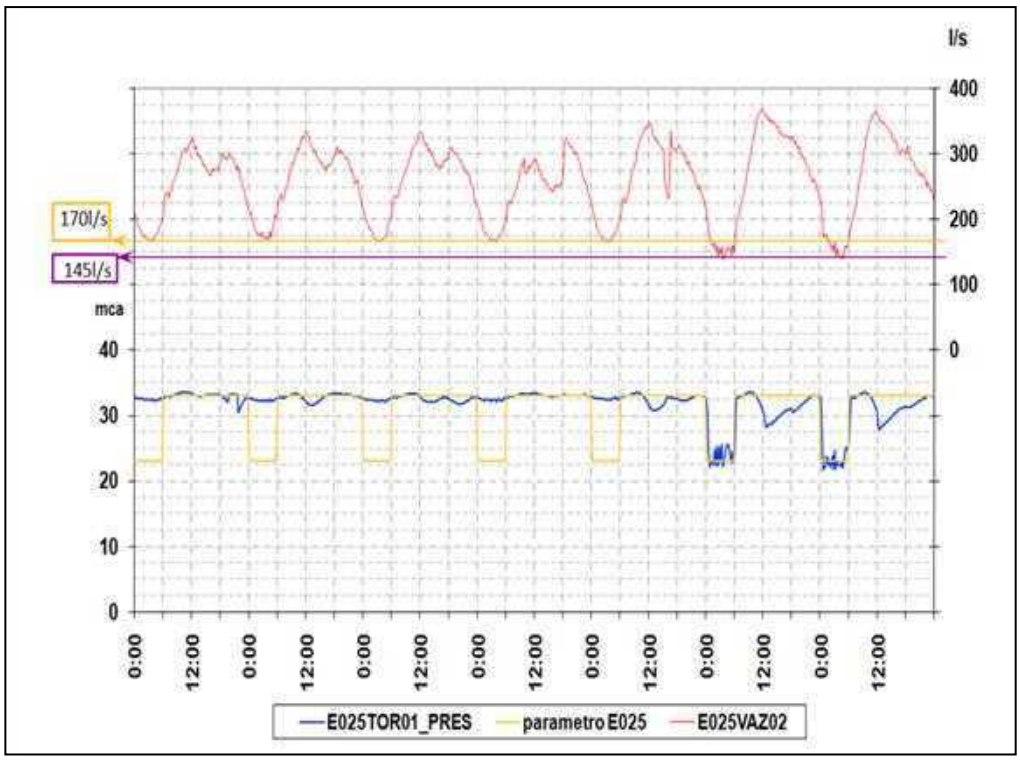


Figura 2 – Gráfico da primeira regulagem da estação elevatória, para dois horários

Com esta regulagem inicial houve uma redução na vazão mínima noturna de 25 L/s, passando de 170 para 145 L/s, ou seja de 25%. Esta redução da vazão mínima noturna está diretamente relacionada com a redução das perdas reais da área atendida.

e) REGULAGEM FINAL

Com base em novas medições, realizadas após a primeira regulagem, foi possível estabelecer uma nova configuração, resultando em 5 novos patamares de pressão. Após a regulagem as pressões resultantes no ponto crítico são mostradas no Gráfico 3.

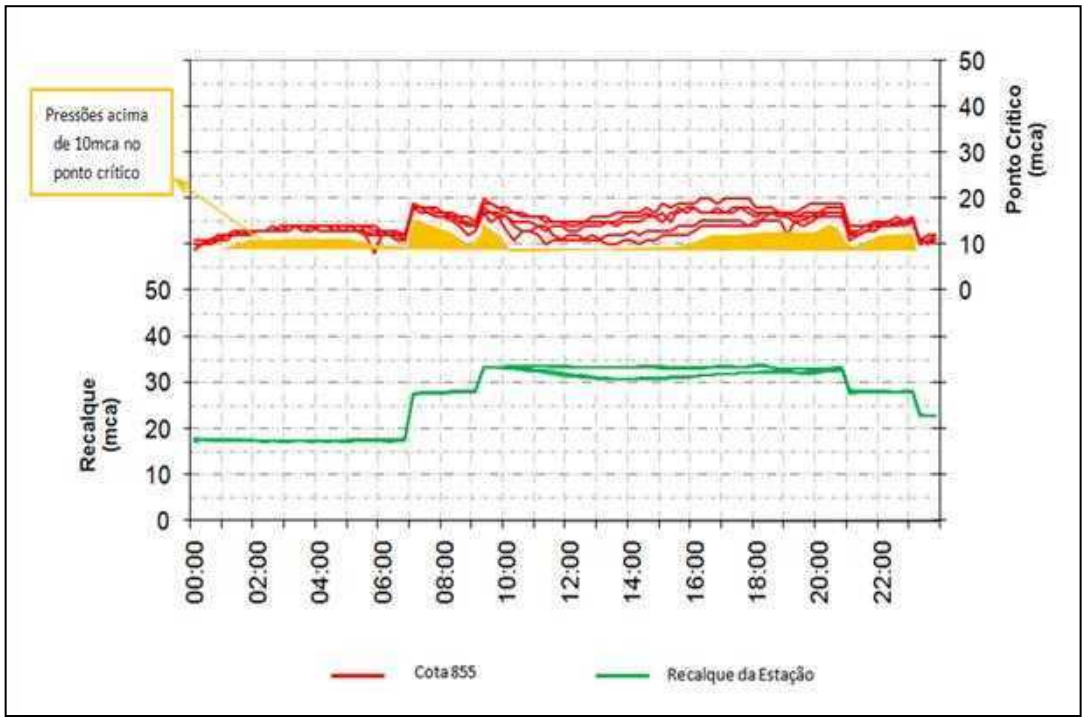


Figura 3 – Gráfico de pressões no ponto crítico – Situação após a regulagem final

RESULTADOS

O Gráfico 4 ilustra a diferença de pressões no ponto crítico, entre a situação original e a situação posterior à regulagem final. No período entre 2h e 6h nota-se uma redução de cerca de 15mca em toda a rede da Zona Alta, o que resulta em redução proporcional nas perdas reais.

Nas Zonas Altas houve reduções de 14% a 24% na vazão mínima noturna nos setores onde foram realizadas as ações de parametrização dos conversores de frequência, gerando, no ano de 2008, um ganho de 203.521 m³/mês, o que equivale ao consumo mensal de cerca de 50.000 pessoas.

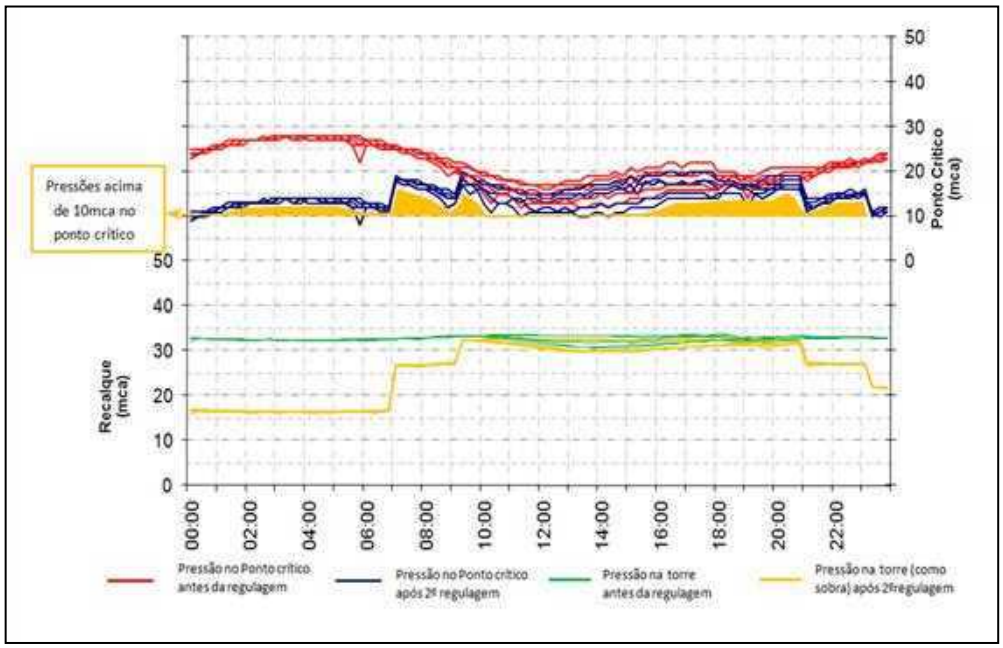


Figura 4 – Gráfico de pressões no ponto crítico – comparativa entre as situações original e a final

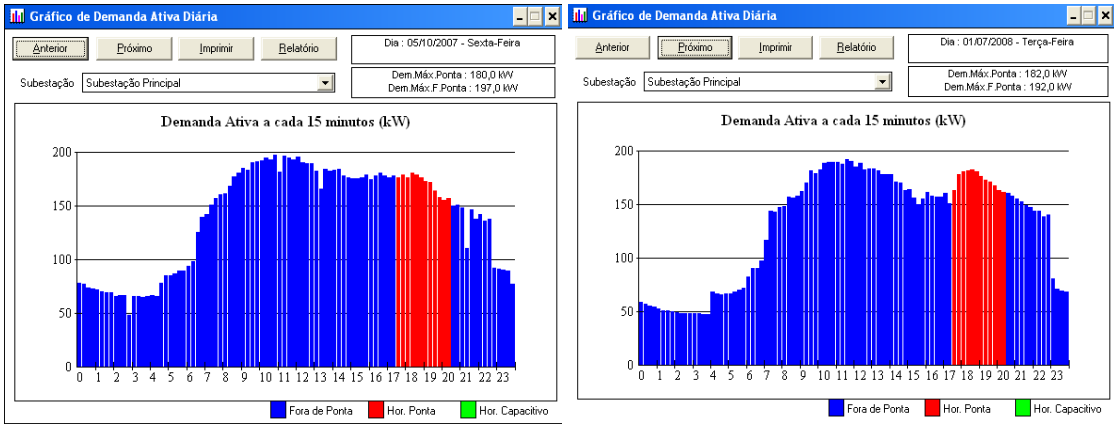


Figura 5 – Gráficos de demanda de energia, antes e depois da instalação dos conversores de frequencia.

CONCLUSÃO

Concluímos que essa ação é eficaz, traz resultados imediatos, tanto do ponto de vista da economia de água tratada, quanto do consumo de energia elétrica.

Lembrando que toda ação dessa magnitude deve priorizar o abastecimento do cliente, sendo, portanto, muito importante monitorar o ponto crítico e também atentar para possíveis reclamações que possam ocorrer na região, para adequar os valores programados de modo a garantir o abastecimento.

Pela facilidade de programação do conversor de freqüência, é possível alterar seus parâmetros de imediato, em casos de problemas no abastecimento e aumentar ou diminuir, também, os horários de redução de pressão de acordo com a sazonalidade, possibilitando melhor acompanhamento operacional e a equalização de pressões no setor.

Atualmente estão em operação nove estações elevatórias com conversores de freqüência na empresa, implantados e monitorados conforme a metodologia apresentada, e apresentando ótimos resultados com a redução das vazões mínimas noturnas e indicadores de perdas, existindo ainda mais três áreas com possibilidades de implantação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Tsutiya, Milton Tomoyuki, Abastecimento de Água, 2º Edição, São Paulo, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2005, 643 p
2. ABNT, Norma Brasileira NBR 12218 – Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Julho, 1994

PAStool – A FERRAMENTA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO DOS SISTEMAS DE AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DE ETA E ETAR URBANAS

Pedro RAMALHO (1); Catarina SILVA (2); Maria João ROSA (3);
Paula VIEIRA (4); Helena ALEGRE (5)

RESUMO

Na presente comunicação apresenta-se a ferramenta *PAStool* de cálculo automático da segunda geração dos sistemas de avaliação de desempenho (PAS) de ETA (PAS_WTP) e ETAR urbanas (PAS_WWTP) no âmbito do projecto PASt21 – Iniciativa Nacional de Avaliação de Desempenho de ETA e ETAR urbanas (http://past21.lnec.pt/).

Os sistemas PAS_WTP e PAS_WWTP, se aplicados na sua totalidade, envolvem o tratamento de um elevado volume de dados para o cálculo das variáveis e das medidas de avaliação de desempenho (indicadores e índices de desempenho), e respectiva visualização de resultados. A aplicação manual destes sistemas corresponderia a uma tarefa morosa e complexa, propensa à geração de erros e com fraca reprodutibilidade.

Estas limitações foram ultrapassadas com o desenvolvimento da ferramenta de cálculo automático *PAStool* que foi concebida apostando nas seguintes características: *software* de fácil utilização (folha de cálculo Excel® com programação em *Visual Basic for Applications*) e arquitectura modular para fácil adaptação a diferentes sequências de tratamento e níveis de utilizador – desde o responsável pela operação de uma instalação até à administração de um grupo de empresas com várias instalações de tratamento, para efeitos de *benchmarking* interno ou externo.

As potencialidades práticas da ferramenta foram testadas nos 27 casos de estudo do projecto ao nível de carregamento de dados, de cálculo e de visualização de resultados.

Palavras-chave: ETA, ETAR, sistemas de avaliação de desempenho, medidas de avaliação de desempenho, ferramenta de cálculo automático.

[1] Eng. do Ambiente, Bolseiro de Investigação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Hidráulica e Ambiente, Núcleo de Engenharia Sanitária, Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, pramalho@lnec.pt

[2] Eng.ª do Ambiente, Mestre em Engenharia do Ambiente, Bolseira de Investigação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Hidráulica e Ambiente, Núcleo de Engenharia Sanitária, Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, csilva@lnec.pt

[3] Eng.ª Química, Doutorada em Engenharia Química, Investigadora Principal do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Hidráulica e Ambiente, Núcleo de Engenharia Sanitária, Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, mjrosa@lnec.pt

[4] Eng.ª Química, Doutorada em Ciências e Tecnologias do Ambiente, Investigadora Auxiliar do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Hidráulica e Ambiente, Núcleo de Engenharia Sanitária, Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, pvieira@lnec.pt

[5] Eng.ª Civil, Doutorada em Engenharia Civil, Investigadora Principal Habilitada do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Hidráulica e Ambiente, Núcleo de Engenharia Sanitária, Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, halegre@lnec.pt

1 INTRODUÇÃO

A presente comunicação incide sobre uma ferramenta de cálculo automático para avaliação de desempenho de ETA e ETAR urbanas, elaborada no âmbito do projecto PASt21.

Como descrito em Rosa *et al.* (2010) e Silva *et al*. (2010), os sistemas de avaliação de desempenho de ETA (PAS_WTP[1]) e de ETAR urbanas (PAS_WWTP[2]) desenvolvidos no projecto têm uma estrutura comum, que inclui uma componente de avaliação de desempenho global e uma componente de avaliação de desempenho operacional.

A componente de avaliação de desempenho global (OvPA – *Overall Performance Assessment*) avalia o desempenho da estação como um todo, através de indicadores de desempenho (PI – *Performance Indicators*) (Vieira *et al.*, 2008; Quadros *et al*., 2010a e 2010b; Silva *et al*., 2010; Vieira *et al*., 2010a).

A componente de avaliação de desempenho operacional (OpPA – *Operational Performance Assessment*) (Quadros *et al*., 2010c; Rosa *et al*., 2010; Vieira *et al*., 2010b e 2010c) avalia em pormenor o desempenho de cada OPU (Operação ou Processo Unitário) ou etapa de tratamento da estação, através de uma metodologia baseada em funções de desempenho para obtenção de índices de desempenho (PX – *Performance Index*).

Os sistemas PAS_WTP e PAS_WWTP, se aplicados na sua totalidade, envolvem o tratamento de um elevado volume de dados para o cálculo das variáveis e das medidas de avaliação de desempenho (indicadores e índices de desempenho), e respectiva visualização de resultados (Silva *et al.*, 2010). A aplicação manual destes sistemas corresponderia a uma tarefa complexa (em termos de cálculo e gestão da informação necessária), consumidora de tempo e energia, propensa à geração de erros e com fraca reprodutibilidade.

Estas limitações foram ultrapassadas com o desenvolvimento da ferramenta de cálculo automático *PAStool* que foi concebida apostando nas seguintes características: *software* de fácil utilização (folha de cálculo Excel® com programação em *Visual Basic for Applications*) e arquitectura modular para fácil adaptação a diferentes sequências de tratamento e níveis de utilizador – desde o responsável pela operação de uma instalação até à administração de um grupo de empresas com várias instalações de tratamento, para efeitos de *benchmarking* interno ou externo. A ferramenta *PAStool* sucede a uma primeira versão, também em folha de cálculo Excel® e VBA, que implementava a primeira geração do PAS de ETA convencional (na componente operacional da fase líquida) (Vieira, 2009).

Na comunicação descreve-se a ferramenta de cálculo automático *PAStool* e apresentam-se as suas principais potencialidades, testadas nos 27 casos de estudo do projecto PASt21 ao nível de carregamento de dados, de cálculo e de visualização de resultados. O desenvolvimento da ferramenta *PAStool* constituiu o principal objectivo do primeiro ano da bolsa de investigação do primeiro autor desta comunicação, no seguimento de contributos anteriores a este projecto (Alegre *et al*., 2009; Vieira *et al*., 2009; Rosa *et al*., 2010; Quadros *et al*., 2010a; Vieira *et al*., 2010a).

[1] PAS_WTP - *Performance Assessment System – Water Treatment Plant*
[2] PAS_WWTP - *Performance Assessment System – WasteWater Treatment Plant*

2 *PAStool*

2.1 Estrutura da ferramenta

Pela especificidade dos sistemas de ETA e ETAR foram concebidas duas variantes da ferramenta *PAStool*, *PAStool_WTP* para ETA e *PAStool_WWTP* para ETAR, mas com a mesma estrutura esquematizada na Figura 1. A ferramenta *PAStool_WTP* sucede a uma primeira versão, também em VBA, que implementava a primeira geração do PAS de ETA convencional (na componente operacional da fase líquida) (Vieira, 2009).

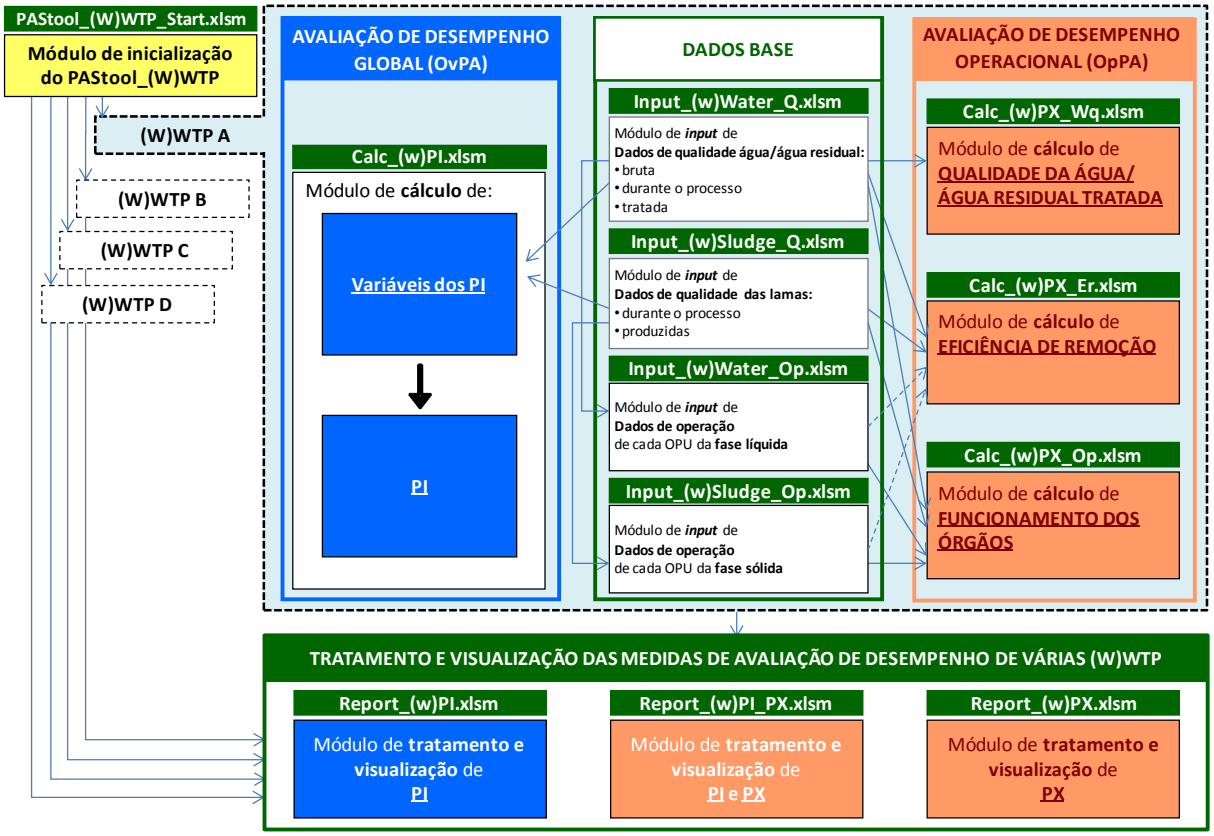


Figura 1. Estrutura da ferramenta de cálculo *PAStool*.

A ferramenta é composta por vários ficheiros (ou módulos), os quais se podem agrupar em três tipos de acordo com a sua função: módulos de introdução de dados (identificados pelo prefixo *Input*), módulos de cálculo de PI ou PX (identificados pelo prefixo *Calc*) e módulos de integração e visualização de resultados de várias instalações (identificados pelo prefixo *Report*). O nome de cada módulo indica também o tipo de dados que armazena – dados de qualidade ou dados de operação, no caso dos módulos de introdução de dados – ou o tipo de medida de desempenho que calcula ou integra, no caso dos módulos de cálculo ou de integração de resultados de várias instalações.

Os módulos de cálculo da componente operacional identificam ainda o tipo de índices de desempenho que calculam, *i.e.*, qualidade da água/água residual tratada, eficiência de remoção ou funcionamento dos órgãos. Um módulo com a designação *Input_Water_Q.xlsm,* por exemplo, indica que este armazena dados de qualidade da água, enquanto a designação *Calc_PX_Er.xlsm* indica que este módulo calcula índices de desempenho de eficiência de remoção. Para diferenciar as vertentes ETA e ETAR da ferramenta, os módulos de ETAR são ainda identificados por uma letra adicional – "w" (do inglês *wastewater*) após a designação do tipo de módulo (*e.g., Input_wWater_Q.xlsm*).

A ferramenta inclui: i) um módulo de inicialização, que permite a navegação entre várias instalações de tratamento (ETA na variante *PAStool_WTP* e ETAR na variante *PAStool_WWTP*); ii) quatro módulos de introdução de dados e quatro módulos de cálculo (para cada instalação), correspondentes às componentes dos PAS e iii) três módulos de tratamento e visualização dos resultados dos indicadores e dos índices de desempenho que permitem uma avaliação integrada entre componentes do sistema e/ou entre instalações, para efeitos de *benchmarking* interno e/ou externo.

Como referido anteriormente, a arquitectura modular da ferramenta de cálculo *PAStool* e dos ficheiros que a constituem, confere-lhe aplicabilidade a qualquer ETA/ETAR, flexibilidade em termos de selecção do tipo de dados a introduzir e medidas de desempenho a calcular, e possibilidade de gerar resultados à medida do utilizador em diferentes formatos. A interligação dos vários ficheiros da ferramenta, com recurso a VBA, permite que a informação de base que alimenta a ferramenta (dados usualmente recolhidos na rotina de operação de uma ETA/ETAR) não necessite de ser replicada, mitigando o esforço de carregamento e a possibilidade de geração de erros, ao mesmo tempo que facilita a sua depuração. Por exemplo, a introdução de dados de qualidade da água/água residual no ficheiro *Input_(w)Water_Q.xlsm* pode ser efectuada automaticamente a partir de folhas de cálculo Excel® e, desse ficheiro, para os módulos que calculam os PI e os PX.

Além da flexibilidade na introdução de dados e no cálculo das medidas de desempenho, a ferramenta *PAStool* permite agregar resultados de indicadores e índices de desempenho de várias instalações nos ficheiros *Report_(w)PI.xlsm*, *Report_(w)PI_PX.xlsm* e *Report_(w)PX.xlsm*.

2.2 Módulo de inicialização

O módulo de inicialização do *PAStool* permite a selecção da tarefa que se pretende executar (introdução de dados, cálculo de medidas de desempenho e/ou visualização de resultados) e aceder aos vários módulos da ferramenta a partir de um único ficheiro. Este módulo é importante quando se trabalha com ficheiros de várias instalações ou, ainda, para os utilizadores que se iniciem na ferramenta de cálculo. Os utilizadores mais familiarizados com o *PAStool* podem aceder directamente aos vários módulos da ferramenta.

2.3 Módulos de introdução de dados

A informação que alimenta a ferramenta de cálculo é, essencialmente, de dois tipos: dados de qualidade e dados de operação. Adicionalmente, são necessários outros dados para cálculo dos PI (*e.g.,* volumes de água bruta e tratada), os quais são inseridos directamente no módulo *Calc_(w)PI.xlsm* (secção 2.4).

O *PAStool* inclui, para cada instalação, quatro módulos de introdução de dados: *Input_(w)Water_Q.xlsm*, *Input_(w)Sludge_Q.xlsm*, *Input_(w)Water_Op.xlsm* e *Input_(w)Sludge_Op.xlsm*.

Os módulos *Input_(w)Water_Q.xlsm* e *Input_(w)Sludge_Q.xlsm* destinam-se, respectivamente, ao armazenamento de dados de qualidade da água/água residual e lamas relativos às várias fases do processo de tratamento. Qualquer destes módulos inclui, além de uma folha de instruções, uma folha para selecção das OPU e uma folha para selecção dos parâmetros de qualidade.

Nestes módulos, o utilizador deve proceder à configuração prévia das folhas de introdução de dados através da selecção das OPU, do número de pontos de monitorização existentes na sua instalação e dos parâmetros de qualidade para os quais irá inserir dados – é este procedimento (análogo nos módulos de dados de operação) que ajusta o sistema à sequência de tratamento da ETA/ETAR a avaliar. A configuração inicial não impede de, a qualquer altura, serem adicionadas/removidas OPU, pontos de monitorização ou parâmetros de qualidade inicialmente não especificados, possibilitando o carregamento de dados à medida da sequência de tratamento activa no(s) período(s) em avaliação e ou dos objectivos de avaliação do utilizador. Por exemplo, no caso de uma ETAR, podem ser introduzidos dados de qualidade respeitantes apenas à água residual bruta e tratada para avaliação da eficiência de remoção global ou apenas para parâmetros especificados na licença de descarga para avalição da conformidade.

Os módulos de introdução de dados de qualidade da água/água residual e lamas são utilizados em todos os módulos de cálculo da ferramenta. Apenas os módulos de qualidade das lamas não são utilizados no módulo que avalia o desempenho em termos de qualidade da água/água residual tratada *Calc_(w)PX_Wq.xlsm* (secção 2.5.2).

Os módulos *Input_(w)Water_Op.xlsm* e *Input_(w)Sludge_Op.xlsm* destinam-se ao armazenamento de dados de operação da fase líquida e da fase sólida respectivamente. Estes módulos incluem três tipos de folhas de cálculo: uma folha de instruções (Figura 2a), uma folha de selecção de OPU (Figura 2b) e folhas de introdução de dados. Tal como nos módulos de qualidade é necessário que, previamente ao carregamento dos dados de operação, se efectue a configuração das folhas de cálculo onde os dados serão inseridos, indicando as OPU existentes na instalação. Se esta informação tiver sido definida anteriormente nos módulos de qualidade, é possível importar estas definições automaticamente a partir de *Input_(w)Water_Q.xlsm* ou *Input_(w)Sludge_Q.xlsm*, conforme se trate do ficheiro *Input_(w)Water_Op.xlsm* ou *Input_(w)Sludge_Op.xlsm*.

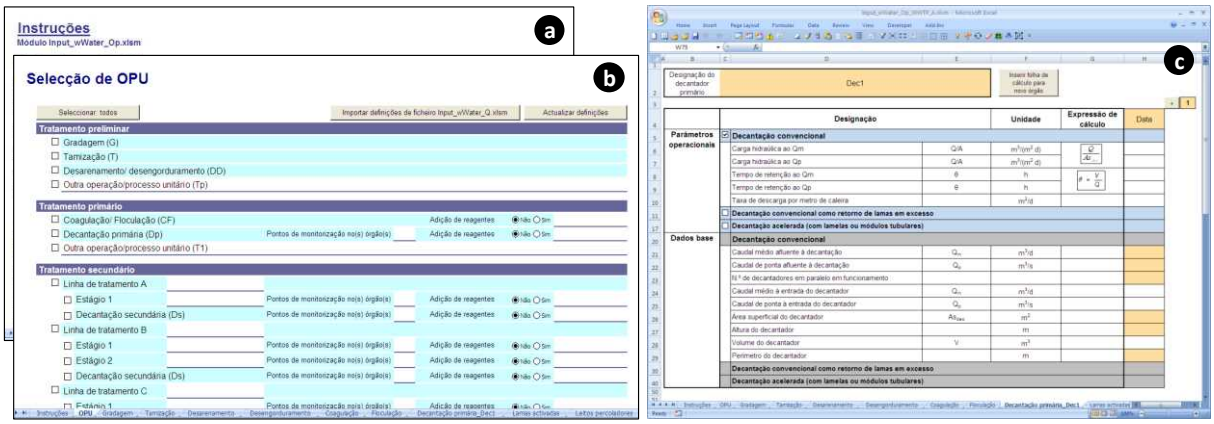


Figura 2. *Screenshots* de *Input_wWater_Op.xlsm* do *PAStool_WWTP*: folhas de instruções (a), de selecção de OPU (b) e de introdução de dados (c).

Analogamente, também é possível a importação automática de dados de qualidade, necessários à avaliação operacional na medida em que determinam ou influenciam os índices de desempenho. Recomenda-se, portanto, que a introdução de dados se inicie com a configuração e carregamento dos ficheiros de qualidade após o que se seguirão os ficheiros operacionais.

Os dados são inseridos nestes módulos para cada órgão de cada operação/processo unitário definida na folha "OPU", sendo possível seleccionar a(s) variante(s) de cada OPU, *e.g.,* decantação convencional, decantação convencional com retorno de lamas em excesso ou decantação acelerada (Figura 2c). Cada folha de cálculo é identificada pelo nome do órgão e da OPU correspondente e encontra-se organizada em duas partes: uma onde constam os parâmetros operacionais (*e.g.*, carga hidraúlica) e outra com os dados de base necessários ao seu cálculo (*e.g.,* caudal afluente e área do órgão). Os parâmetros operacionais destes módulos são utilizados no módulo que avalia o desempenho em termos de funcionamento dos órgãos (*Calc_(w)PX_Op.xlsm* – secção 2.5.4) e no módulo que avalia o desempenho em termos da eficiência de remoção (*Calc_(w)PX_Er.xlsm* – secção 2.5.3), permitindo relacionar índices de desempenho de eficiência de remoção com as respectivas condições de operação.

2.4 Módulos de cálculo e visualização de resultados da componente OvPA

A componente OvPA utiliza indicadores de desempenho para avaliar o desempenho da estação como um todo. Em face dos objectivos de gestão da ETA/ETAR, os PI foram agrupados em oito domínios de avaliação: *Qualidade da água/água residual tratada; Eficiência e fiabilidade; Utilização de água, energia e materiais; Gestão de subprodutos; Segurança; Recursos económico-financeiros* e *Apoio ao planeamento e projecto* (este último só aplicável a ETAR).

O cálculo dos PI é efectuado no módulo *Calc_(w)PI.xlsm* que, embora seja um módulo de cálculo, armazena também os dados que suportam o cálculo dos PI. Este módulo calcula os PI a partir de variáveis, as quais são obtidas através dos dados de base carregados nas

várias folhas deste módulo e dos dados de qualidade da água/água residual e lamas importados automaticamente de *Input_(w)Water_Q.xlsm* e *Input_(w)Sludge_Q.xlsm*.

Este módulo encontra-se organizado por quatro conjuntos de folhas, diferenciadas por códigos de cores (Figura 3a): (i) o primeiro conjunto (a verde) contém três folhas de cálculo, uma de selecção ("Selecção_(w)PI"), outra de cálculo ("Calc_(w)PI") e a terceira de representação gráfica de resultados dos indicadores de desempenho ("Gráficos_(w)PI"); (ii) o segundo conjunto (a amarelo) contém duas folhas de variáveis ("Períodos" e "Variáveis") para cálculo dos PI e outra para visualização de resultados de variáveis; (iii) o terceiro conjunto (a azul) contém as folhas para preenchimento de dados de base e (iv) um quarto conjunto (a laranja) auxiliar, que inclui uma folha de instruções e uma folha de nível de preenchimento de variáveis e cálculo de PI. O módulo para as ETA é análogo ao módulo para as ETAR, apenas com um menor número de folhas de dados de base (26 *vs.* 34).

Os PI existentes na ferramenta de cálculo (94 PI de ETA e 121 de ETAR) constituem um *portfolio* do qual o utilizador pode seleccionar os PI que considerar mais relevantes (ou aplicáveis) à sua instalação (Figura 3b). Após a selecção dos PI a calcular, o *PAStool* configura o ficheiro *Calc_(w)PI.xlsm*, tornando visíveis apenas as folhas e as células com a informação necessária ao cálculo dos PI seleccionados, facilitando o carregamento dos dados, a navegação no ficheiro e a geração de resultados à medida dos objectivos de avaliação do utilizador.

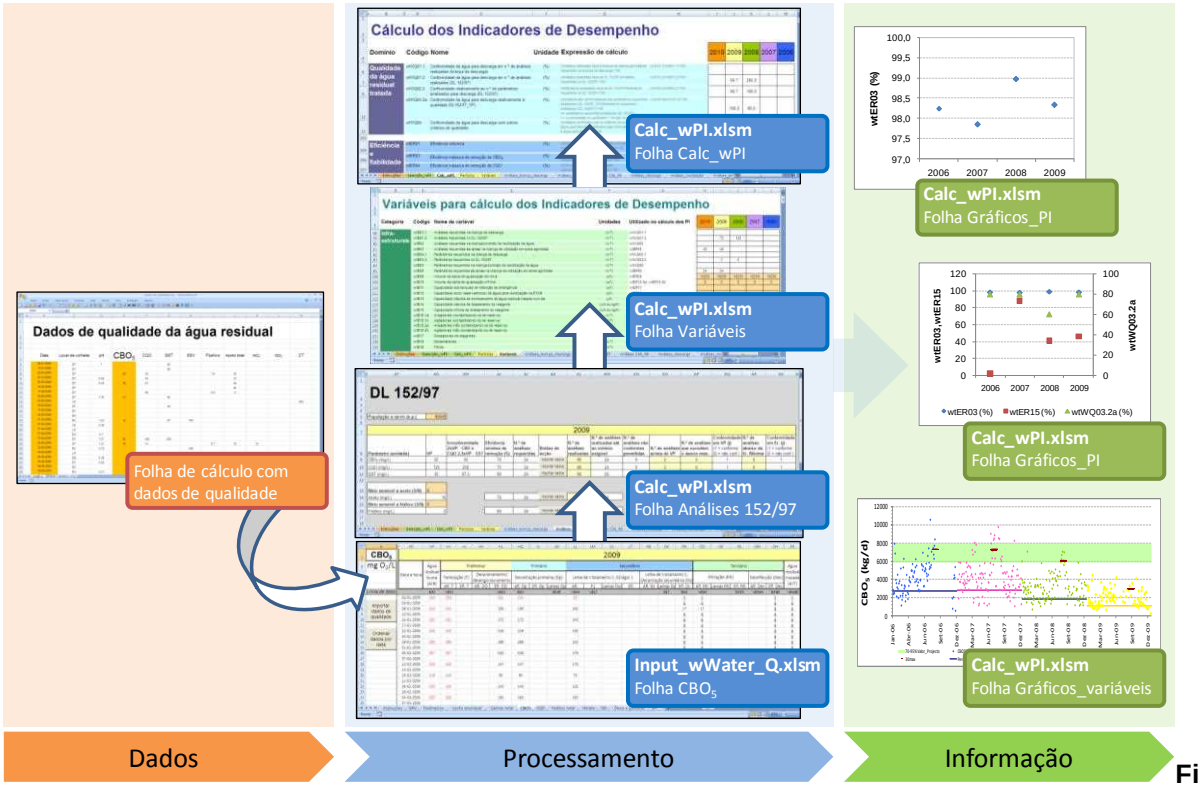
Na Figura 4 apresenta-se, a título exemplificativo, um procedimento para cálculo e visualização de variáveis e de PI a partir de dados brutos de qualidade de água residual utilizando a ferramenta de cálculo *PAStool*, ou seja, um procedimento de conversão de dados em informação. Neste exemplo, utiliza-se um formulário do módulo *Input_wWater_Q.xlsm* que permite a importação automática de dados de qualidade da água residual a partir de folhas Excel® do utilizador para as folhas de parâmetros de qualidade deste módulo (*e.g.*, "CBO_5") que irão gerar a informação. Com os dados armazenados em *Input_wWater_Q.xlsm* é possível, com recurso a um formulário da folha "Análises 152_97" do módulo *Calc_wPI.xlsm*, determinar, por exemplo, o "*N.º de análises acima do VP*" (previamente definido) dos parâmetros requeridos no DL 152/97. Os valores determinados serão utilizados na folha "Variáveis" para cálculo da variável *Somatório das conformidades dos parâmetros requeridos analisados (DL 152/97_VP)* que permitirá, juntamente com a variável *Parâmetros requeridos analisados (DL 152/97)*, calcular o indicador *wtWQ03.2a – Conformidade da água para descarga relativamente à qualidade (DL152/97_VP)* na folha "Calc_wPI". Após o cálculo do PI é possível, na folha "Gráficos_wPI", visualizar a evolução do indicador ao longo dos anos em estudo e/ou analisar o seu comportamento conjuntamente com outros PI (*e.g., wtER03 – Eficiência mássica de remoção de CBO_5* ou *wtER15 – Adequação da capacidade mássica em CBO_5*).



Figura 3. Organização do módulo *Calc_wPI.xlsm* (a) e *screenshot* da folha "Selecção_wPI" (b).

Como o módulo *Calc_(w)PI.xlsm* utiliza cálculo automático através de fórmulas em Excel® e VBA, é possível gerar e visualizar variáveis e indicadores de desempenho em tempo útil e com franca reprodutibilidade, permitindo inclusivamente testar cenários hipotéticos ou futuros (*e.g.,* avaliar a conformidade de um parâmetro de qualidade cujo novo valor paramétrico será inferior ao actual).

Após o cálculo dos PI de uma instalação, o utilizador pode integrar os resultados desses PI com os mesmos PI de outras instalações no módulo *Report_(w)PI.xlsm* (secção 2.6).



Fi gura 4. Procedimento de conversão de dados em informação na componente OvPA: cálculo e visualização de variáveis e de indicadores de desempenho.

2.5 Módulos de cálculo e visualização de resultados da componente OpPA

2.5.1 Funções de desempenho para obtenção de índices de desempenho

A componente de avaliação de desempenho operacional utiliza uma metodologia baseada em funções de desempenho (Figura 5) para obtenção de índices de desempenho (adimensionais) para avaliar em pormenor o desempenho de cada OPU ou etapa de tratamento. Esta componente cobre os domínios de avaliação *Qualidade da água/água residual tratada; Eficiência e fiabilidade; Utilização de água, energia e materiais; Gestão de subprodutos* e *Recursos económico-financeiros*, e estrutura-se em três subcomponentes: *Qualidade da água/água residual tratada; Eficiência de remoção e Funcionamento dos órgãos* (Alegre *et al.*, 2009; Vieira *et al.*, 2009; Quadros *et al*., 2010c). Para cada uma destas subcomponentes, e para cada instalação, existe um módulo de cálculo no *PAStool*.

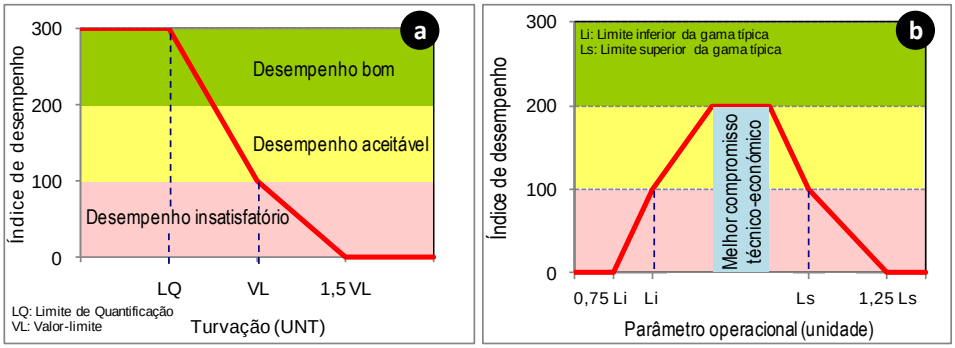


Figura 5. Exemplos de funções de desempenho em termos de qualidade da água tratada (a) e de funcionamento dos órgãos (b).

2.5.2 Módulo Calc_(w)PX_Wq.xlsm

O módulo *Calc_(w)PX_Wq.xlsm* avalia o desempenho de cada instalação em termos da qualidade da água/água residual tratada através da aplicação de funções de desempenho que convertem em índices de desempenho os valores das concentrações dos contaminantes químicos e microbiológicos eventualmente presentes na água à saída da instalação.

A conversão de cada variável *concentração de contaminante* em índices de desempenho de qualidade da água/água residual tratada é realizada por parâmetro de qualidade da água/água residual tratada e consiste essencialmente em três etapas, cada uma delas associada a um botão de acção que executa rotinas em VBA que permitem a sua automatização, como se exemplifica na Figura 6 para ETA:

(i) a primeira etapa consiste na validação e importação dos dados de qualidade de água e dos critérios de avaliação que permitem a construção das funções de desempenho (LQ – Limite de quantificação do método analítico e VL – Valor-limite) referentes ao parâmetro em análise, a partir de *Input_Water_Q.xlsm*;

(ii) a segunda etapa consiste na definição e construção das funções de desempenho a aplicar a cada variável para obtenção do respectivo índice de desempenho e

(iii) a terceira etapa consiste no cálculo e visualização de resultados dos índices de desempenho.

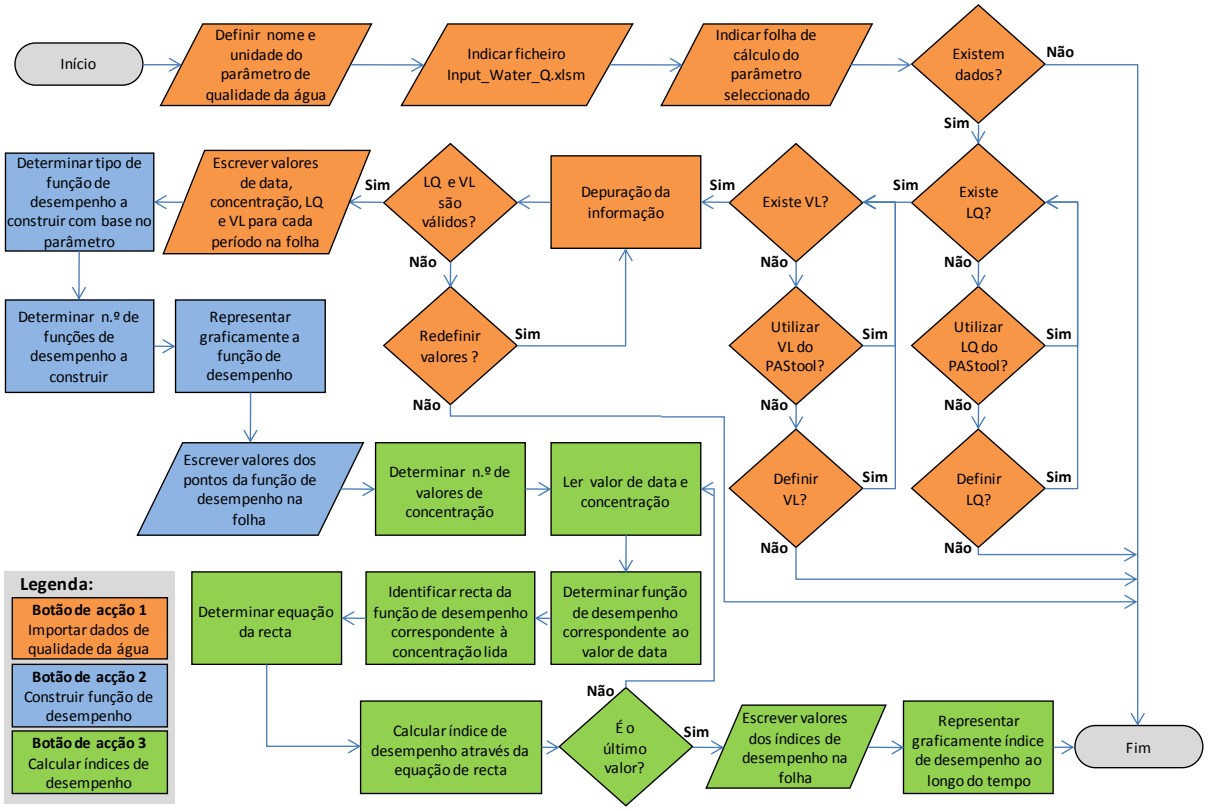


Figura 6. Algoritmo simplificado do processo de cálculo de índices de desempenho da subcomponente qualidade da água tratada.

Uma das potencialidades deste módulo é a possibilidade do utilizador seleccionar os critérios de avaliação LQ e VL existentes por defeito no módulo (para parâmetros legislados), importar os critérios inseridos no módulos *Input_(w)Water_Q.xlsm* ou definir novos critérios de avaliação. É também possível associar diferentes funções de desempenho a diferentes períodos temporais. Estas funcionalidades conferem flexibilidade ao módulo de cálculo, permitindo, por exemplo, prever o desempenho da estação com critérios de avaliação mais exigentes.

Como o processo de cálculo dos PX em termos de qualidade da água/água residual tratada é efectuado por parâmetro de qualidade e à medida do utilizador, é possível comparar índices de desempenho de um parâmetro analisado em diferentes laboratórios (*e.g.*, laboratório interno e laboratório externo), bastando, para tal, que os dados tenham sido inseridos no módulo *Input_(w)Water_Q.xlsm* em folhas de cálculo separadas.

Outras funcionalidades deste módulo são a possibilidade de representar, ao longo do tempo, vários índices de desempenho ou índices e variáveis. Este módulo permite ainda sintetizar os índices de desempenho calculados, para cada parâmetro de qualidade e cada ano, em quadro-resumo com a mediana, a média, os valores mínimo e máximo e os percentis 25 e 75.

2.5.3 Módulo Calc_(w)PX_Er.xlsm

O módulo *Calc_(w)PX_Er.xlsm* (Figura 7) avalia o desempenho de cada instalação em termos da eficiência de remoção (Er) de contaminantes físico-químicos e/ou de inactivação de contaminantes microbiológicos em cada OPU ou etapa de tratamento da fase líquida (água/água residual) e da fase sólida (lamas). Os índices operacionais são calculados aplicando a cada valor de Er do contaminante em estudo uma função de desempenho, específica para cada OPU/etapa de tratamento.

A metodologia para obtenção das funções de desempenho encontra-se apresentada sumariamente em Alegre *et al*. (2009), Quadros *et* al., (2010c) e Vieira *et al*. (2010b) e é desenvolvida com maior pormenor em Vieira (2009) e Quadros (2010).

Para implementação desta metodologia, o processo de cálculo de índices de desempenho de eficiência de remoção decorre em quatro etapas principais. A primeira etapa consiste na definição da informação necessária à construção das funções de desempenho: nome da OPU/órgão, tipo de tratamento, parâmetro de qualidade (os quais definem a gama típica de remoção e as curvas modelo de remoção) e critérios de avaliação (LQ e VL) (Figura 7a). A segunda etapa consiste na importação dos dados de qualidade da água/água residual (ou lamas) dos pontos de monitorização do afluente e do efluente da OPU/órgão em estudo a partir do módulo *Input_(w)Water_Q.xlsm* (ou *Input_(w)Sludge.xlsm*) para cálculo da eficiência de remoção real (Figura 7b). A terceira etapa consiste na representação gráfica da eficiência de remoção em função da concentração afluente (Figura 7c). A quarta e última etapa consiste na geração da função de desempenho, no cálculo de um índice de desempenho para cada valor de eficiência de remoção, e na representação gráfica ao longo do tempo dos índices de desempenho calculados (Figura 7d).

Este módulo permite também representar graficamente PX_Er em função de condições de operação definidas nos módulos *Input_(w)Water_Op.xlsm* ou *Input_(w)Sludge_Op.xlsm*, consoante se trate de condições de operação de água/água residual ou lamas.

Analogamente aos outros módulos, *Calc_wPX_Er.xlsm* inclui uma folha de “Instruções” e outra “Quadro-resumo” (Figura 7e).

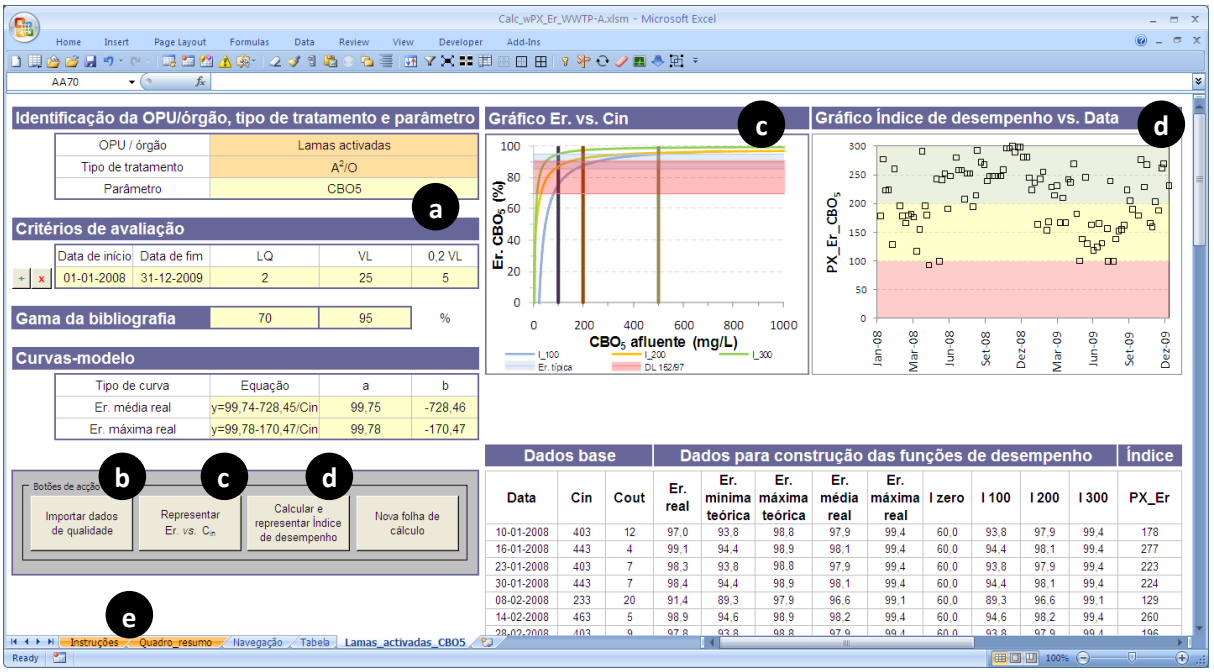


Figura 7. *Screenshot* do módulo *Calc_wPX_Er.xlsm* do *PAStool_WWTP*.

2.5.4 Módulo Calc_(w)PX_Op.xlsm

O módulo *Calc_(w)PX_Op.xlsm* avalia o desempenho de cada instalação em termos do funcionamento dos órgãos. Segue uma abordagem semelhante à utilizada no módulo *Calc_(w)Water_Q.xlsm*, variando, essencialmente, no tipo de variáveis importadas – dados de operação da fase líquida do módulo *Input_(w)Water_Op.xlsm* e da fase sólida do módulo *Input_(w)Sludge_Op.xlsm* – e nas funções de desempenho utilizadas (Figura 8).

As funções de desempenho deste módulo são construídas com base nas gamas típicas bibliográficas para cada condição de operação e nas gamas óptimas de funcionamento definidas pelo utilizador. As gamas típicas da bibliografia de cada condição de operação encontram-se definidas neste módulo e são importadas automaticamente para construção das funções de desempenho após a definição da OPU e do parâmetro de operação.

Como nos módulos de cálculo anteriores, a facilidade de importação de dados a partir dos ficheiros de introdução de dados e de alteração dos critérios de avaliação de desempenho (podem ser usados valores por defeito existentes no módulo ou valores definidos pelo utilizador) permite estudar o desempenho de cada órgão da instalação com diferentes valores óptimos de funcionamento. Este módulo permite também (como em *Calc_(w)Water_Q.xlsm*) associar diferentes funções de desempenho a diferentes períodos temporais, o que possibilita actualizações ou ajustes sazonais das gamas óptimas de funcionamento.

Os índices de desempenho operacional foram concebidos de forma a serem adimensionais, tendo em vista permitir a sua agregação. Ou seja, o sistema proposto permite a futura agregação dos índices obtidos para cada elemento da instalação num índice de desempenho para cada uma das três componentes da avaliação de desempenho

operacional. Esta agregação poderá ser efectuada no módulo *Report_(w)PX.xlsm* (secção 2.6).

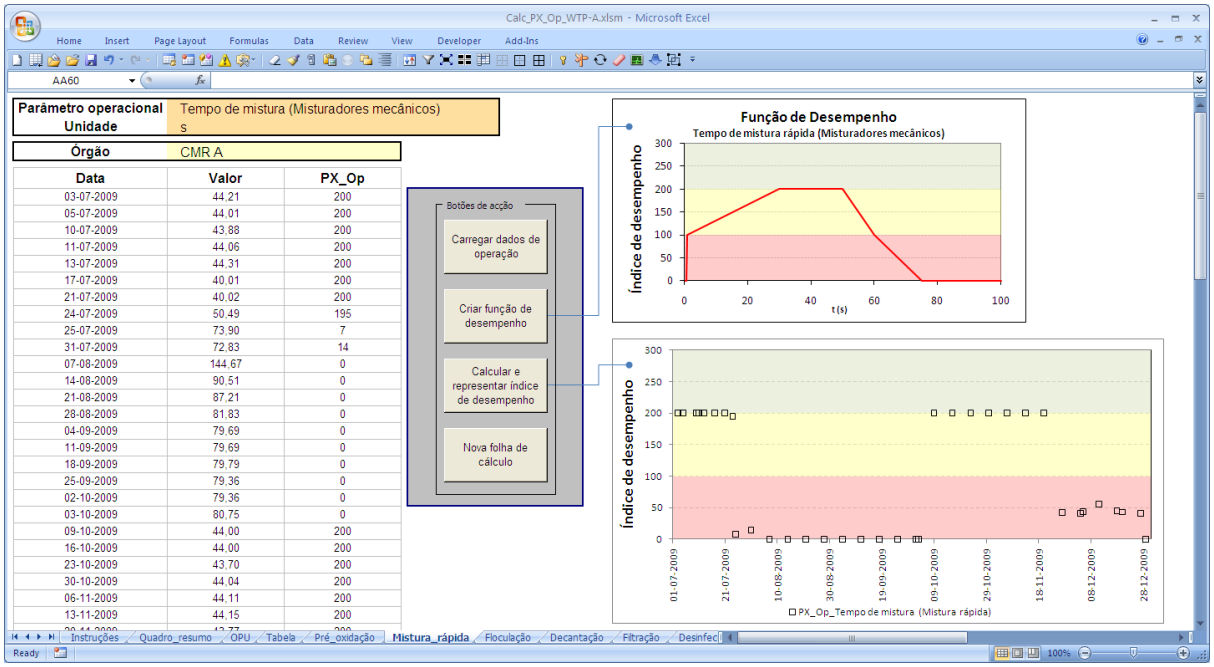


Figura 8. *Screenshot* do módulo *Calc_PX_Op.xlsm*.

2.6 Módulos de tratamento e visualização das medidas de avaliação de desempenho de várias instalações

Além dos módulos de introdução de dados e de cálculo das medidas de avaliação de desempenho, o *PAStool* inclui três módulos de tratamento e visualização de resultados dos indicadores e índices de desempenho que permite uma avaliação integrada, entre componentes do sistema e/ou entre instalações, para efeitos de *benchmarking* interno e/ou externo (à semelhança do projecto da agência alemã para a água, águas residuais e resíduos (DWA, 2008)).

O módulo *Report_(w)PI.xlsm* permite importar, tratar e visualizar resultados de PI de várias ETA/ETAR previamente calculados no módulo *Calc_(w)PI.xlsm* de cada instalação. Este módulo encontra-se organizado em três folhas principais: uma folha para selecção das instalações e importação dos PI que se pretende analisar conjuntamente ("*Selecção_(W)WTP*", Figura 9a); outra para selecção dos PI que se pretendem visualizar ("*Selecção_(w)PI*", Figura 9b) e uma terceira folha de síntese de resultados ("*Quadro_Resumo*", Figura 9c) com a percentagem de cálculo, mínimo, percentil 25, média, mediana, percentil 75 e máximo de cada PI. Além destas três folhas principais, existe uma folha por PI com os resultados anuais das várias instalações (Figura 9d). Nestas folhas podem ser visualizados graficamente os resultados, tanto por instalação (Figura 9e) como agregados por ano de cálculo em caixas de bigodes após tratamento estatístico para remoção de extremos (Figura 9f).

A agregação de resultados em caixas de bigodes permite a identificação, para cada PI, da gama de valores com base em percentis 25 e 75. Estas gamas podem ajudar a estabelecer valores de referência para os PI desde que a agregação corresponda a um grupo de estações comparáveis em termos do critério de avaliação de desempenho do referido PI – um dos objectivos do projecto PASt21. Esta funcionalidade é útil também para *benchmarking* entre opções tecnológicas distintas, *e.g.*, PI *wtRU03* (*Consumo de energia*) para ETAR com tratamento biológico por lamas activadas *vs.* ETAR com tratamento por leitos percoladores. A obtenção de valores de referência permite avaliar a evolução (ou o grau de afastamento) dos objectivos de gestão de cada instalação e (re)definir metas.

O módulo *Report_(w)PX.xlsm* permite importar, tratar e visualizar resultados de PX de várias ETA ou ETAR (dos módulos de cálculo de avaliação de desempenho operacional de cada instalação). Uma vez que os índices de desempenho operacionais são adimensionais e possuem uma escala comum, é possível fazer a sua agregação entre diferentes componentes da mesma instalação ou para a mesma componente de diferentes instalações.

O módulo *Report(w)_PI_PX.xlsm* permite importar, tratar e visualizar resultados de PI e PX de uma mesma instalação ou de instalações diferentes e permite a integração das várias componentes do PAS.

Os módulos *Report_(w)PX.xlsm* e *Report_(w)PI_PX.xlsm* encontram-se actualmente em fase de desenvolvimento.

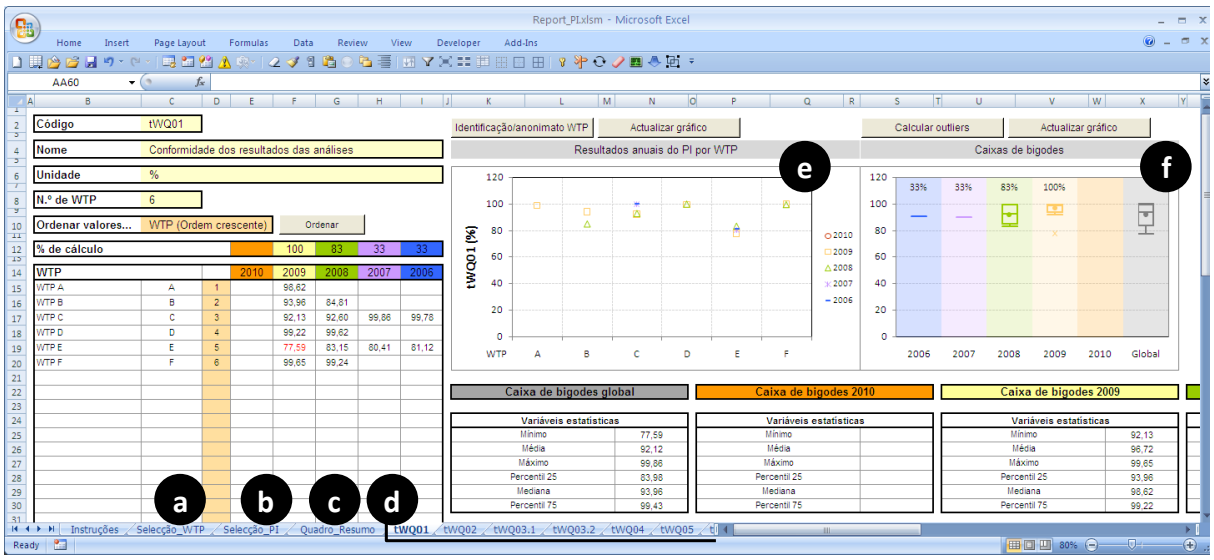


Figura 9. Visualização de resultados anuais de PI por instalação (a) e agrupados em caixas de bigodes (b) no módulo *Report_PI.xlsm*.

Os módulos de tratamento e visualização de resultados de vários casos de estudo são especialmente úteis para *benchmarking* interno ou externo (*e.g.*, para um grupo de entidades gestoras).

2.7 *Outputs*

O *PAStool* permite gerar resultados em diferentes formatos e à medida do utilizador (*e.g.*, quadros com valores de PI ou PX para vários anos ou períodos, gráficos com evolução temporal de PX (Figura 10) ou quadros-resumo que sintetizam informação das várias medidas de desempenho (*e.g.*, Figura 7e)). No módulo *Calc_(w)PI.xlsm*, por exemplo, o utilizador pode seleccionar os PI que pretende visualizar no mesmo eixo ou em eixos diferentes e para vários anos, permitindo uma análise dos resultados de acordo com os seus objectivos de avaliação. Os *outputs* da ferramenta podem ainda ser formatados ou exportados para outros ficheiros para servir as necessidades do utilizador, *e.g.*, para tratamento posterior dos resultados das medidas de avaliação de desempenho.

Os *outputs* da componente OvPA gerados pela ferramenta de cálculo foram já testados nos 27 casos de estudo do projecto PASt21 e são objecto de outra comunicação a este ENaSB/SILUBESA (Silva *et al*., 2010).

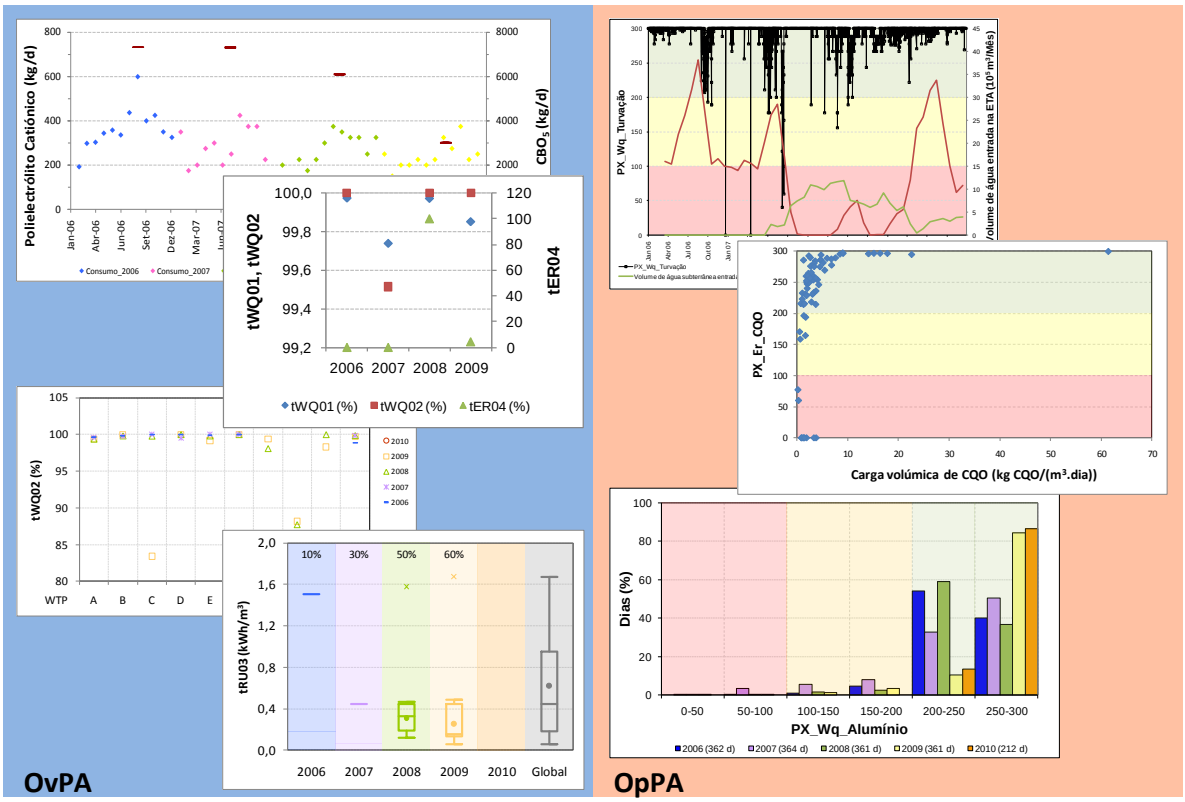


Figura 10. Exemplos de *outputs* gerados pelo *PAStool*.

3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesta comunicação apresentou-se a ferramenta *PAStool* de cálculo automático dos sistemas de avaliação de desempenho de ETA e ETAR urbanas. Esta ferramenta possibilita a automatização de tarefas, como o cálculo das medidas de avaliação de desempenho dos PAS e a introdução dos dados necessários ao seu cálculo.

A ferramenta *PAStool* foi concebida apostando em *software* de fácil utilização (folha de cálculo Excel® com programação em *Visual Basic for Applications*) e arquitectura modular para fácil adaptação a diferentes sequências de tratamento e níveis de utilizador.

Apostou-se ainda na sua aplicabilidade a qualquer ETA/ETAR, flexibilidade na selecção de dados que o utilizador pretende introduzir e na selecção das medidas de avaliação de desempenho que pretende calcular (não é necessário avaliar o desempenho sob todos os pontos de vista) e na possibilidade de definir os critérios de avaliação para construção das funções de desempenho (LQ e VL) e de incluir novos parâmetros de qualidade da água/água residual e lamas. A estrutura modular da ferramenta, e a interligação entre os vários módulos, possibilita que os dados de base para cálculo das medidas de avaliação de desempenho sejam inseridos apenas uma vez, o que permite auditar e validar os resultados dos indicadores e índices de desempenho e alterar o seu modo de cálculo, se necessário, sem que para isso seja necessário alterar os dados de base. O *PAStool* permite gerar resultados em diferentes formatos e à medida do utilizador, os quais são facilmente exportáveis para outros ficheiros para manipulação e tratamento posterior dos resultados ou para formatação de acordo com as especificidades do utilizador. Estas funcionalidades fazem do *PAStool* uma ferramenta de avaliação de desempenho útil na gestão diária de cada (ou várias) ETA/ETAR.

A ferramenta está parcialmente desenvolvida (existem módulos ainda em desenvolvimento) e as suas potencialidades práticas estão a ser testadas nos 27 casos de estudo do projecto PASt21, ao nível de carregamento de dados, de cálculo e de visualização de resultados. A aplicação do *PAStool* aos vários casos de estudo tem permitido incorporar melhorias e novas funcionalidades na ferramenta, tornando-a mais robusta, flexível e intuitiva. No sentido de promover a utilização do *PAStool* numa base regular está prevista no final do projecto PASt21, a realização de uma acção de formação nos vários módulos desta ferramenta.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a toda a equipa do projecto PASt21 (*ca*. 70 pessoas) pelos contributos na identificação de oportunidades de melhoria da ferramenta de cálculo *PAStool* e pela recolha e disponibilização de dados necessários à aplicação dos PAS.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alegre H., Rosa M. J., Vieira P., Quadros S., Ramalho P., Silva C. (2009). *Avaliação de Desempenho de Estações de Tratamento de Água e de Estações de Tratamento de Águas Residuais – Relatório Final.* Projecto POCI-PPCDT/ECM/57909/2004, Julho.

DWA (2008). *Corporate Benchmarking - Metric Benchmarking as Component of the Modernisation Strategy - Performance Indicators and Evaluation Principles*. DWA German Association for Water, Wastewater and Waste, Germany. ISBN 978-3-941089-33-4.

Quadros S. (2010). *Desenvolvimento de um Sistema de Avaliação de Desempenho de Estações de Tratamento de Águas Residuais Urbanas*. Tese elaborada para obtenção do grau de Doutor em Ciências do Ambiente, especialidade de Engenharia Sanitária, pela Universidade dos Açores. Angra do Heroísmo. (no prelo).

Quadros S., Rosa M. J., Silva C., Alegre H., Vieira P., Ramalho P. (2010a). *Fichas de Indicadores de Desempenho Global de ETAR*. Iniciativa Nacional de Avaliação de desempenho de ETA e ETAR urbanas. LNEC. Lisboa, Junho, 122pp.

Quadros S., Rosa M. J., Alegre H., Silva C. (2010b). A Performance Indicators System for Urban Wastewater Treatment Plants, *Water Science and Technology* (no prelo).

Quadros S., Rosa M. J., Alegre H., Silva C., Ramalho P. (2010c). Avaliação de Desempenho Operacional de ETAR Urbanas, in Anais do *14.º Encontro Nacional de Saneamento Básico/14.º Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*. Porto, 26-29 Outubro.

Rosa M. J., Ramalho P., Silva C., Vieira P., Quadros S., Alegre H. (2010). PASt21 – Iniciativa Nacional de Avaliação de Desempenho de ETA e ETAR Urbanas. *Actas do 10.º Congresso da Água*, Alvor (Algarve), 21-24 Março, 14 pp.

Silva C., Ramalho P., Rosa M. J., Vieira P., Quadros S., Alegre H. (2010). Resultados Preliminares da Iniciativa Nacional de Avaliação de Desempenho de ETA e ETAR Urbanas «PASt21», in Anais do *14.º Encontro Nacional de Saneamento Básico/14.º Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*, Porto, 26-29 Outubro. 16 pp.

Vieira P. (2009). *Avaliação de desempenho de estações de tratamento de água para consumo humano*. Tese elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção do grau de Doutor em Ciências e Tecnologias do Ambiente, especialidade Tecnologias do Ambiente, pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade do Algarve, Faro, ISBN 978-972-49-2186-0, 451 pp.

Vieira P., Alegre H., Rosa M. J., Lucas H. (2008). *Drinking water treatment plants assessment through performance indicators*. *Water Science and Technology - Water Supply*, 8(3) 245-253.

Vieira P., Rosa M. J., Alegre H., Ramalho P., Silva C., Lucas H. (2009). Avaliação de Desempenho de Estações de Tratamento de Água. *Águas & Resíduos*, série III. n.º 9, Janeiro/Abril, pp 4-17.

Vieira P., Rosa M. J., Silva C., Alegre H., Ramalho P. (2010a). *Fichas de Indicadores de Desempenho Global de ETA*. Iniciativa Nacional de Avaliação de desempenho de ETA e ETAR urbanas. LNEC. Lisboa, Junho, 72 pp.

Vieira P., Rosa M. J., Alegre, H., Lucas, H. (2010b). Assessing the Operational Performance of Water Treatment Plants – Focus on Water Quality and Treatment Efficiency. *7th IWA World Water Congress*, Montreal, Canadá. 19-24 Setembro. 8 pp.

Vieira P, Rosa M. J., Alegre, H. (2010c). Integração das Componentes do Sistema de Avaliação de Desempenho de ETA, in Anais do *14.º Encontro Nacional de Saneamento Básico/14.º Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*, Porto, 26-29 Outubro.

Performance Assessment as a principle for water utilities to receive subsidies/grants/soft loans

Karl ROHRHOFER[1]; Frederick M. CATE[2] ; Thomas DERNTL[3]

Abstract

Experience in donor-funded projects has shown that one of the main problems lies in the failure of donors to formulate clear goals for the time after the construction of water infrastructure (e.g. water supply, sanitation, multi-purpose water projects). There are too few or no requirements in place for measuring the sustainable performance of the (generally expensive) systems. In many cases the only requirement was that the project be physically completed according to plan.

We propose a more stringent approach to the payment of donor funds. The granting of funds should be in stages, dependent not only on the physical construction but also on the improvements of service, operation and asset management. Before the project begins the donor organization and the beneficiary should agree upon performance indicators that have to be achieved within e.g. 5, 10 and 15 years. The donors should completely pay the funds out to the beneficiaries only if the system fulfills its target indicators.

The step by step development of asset management tools, together with the development of the management abilities of the staff is also seen as a key to sustainable success of water infrastructure projects.

However, it is absolutely necessary to ensure that households can actually pay for the operating costs of infrastructure services. If this is not the case, the infrastructure will deteriorate and eventually fail.

This paper presents case studies that confirm the authors' conclusions and proposes possible solutions to overcome the lingering failure of water infrastructure projects in non-rich countries.

[1] Diplomingenieur, P.E., Univ. Lector, Managing Partner of OEKOREAL (karl.rohrhofer@oekoreal.at)
[2] Diplomingenieur, P.E., Managing Partner of INTERIVAL ZT GmbH (frederick.cate@interival.at)
[3] Diplomingenieur, GWCC, Senior Expert for Operation Management. (thomas.derntl@gwcc.at)
ROHRHOFER & Partner - OEKOREAL – INTERIVAL – GENERAL WATER CONSULT CORP
Consulting, Engineering, Operation, Research & Development of Water Supply, Waste Water, River Basin Management, Solid Waste, Site Remediation; Carl Reichert-Gasse 28, A 1170, Vienna, Austria; Tel: +43 1 4805010, Fax: +43 1 4805010 99, Email: office@rohrhofer.at

Key words: asset management, domestic basic infrastructure services package DBISP, donor organizations, performance indicators, subsidies

1 FAILURE OF DONOR-FUNDED WATER UTILITY PROJECTS

1.1 General Situation

In our experience in donor-funded projects for water utilities (e.g. water supply, sanitation, irrigation, multi-purpose water projects) the measure of success for the donor is most often that project has been constructed according to plan and within budget. There are too few or no requirements in place for measuring the sustainable performance of the (generally expensive) systems in operation. When there are such requirements, they are generally of a financial/economics nature, e.g. ratio total income from tariffs to total operating costs, tariff collection rate. These requirements usually do not take the level of service and the maintenance of assets into consideration. The key role of asset maintenance in order to ensure adequate operation and to provide sufficient delivery of services is not reflected in donor requirements for funding water utility projects.

This is not only the case in "non-rich" developing countries but also in "rich" countries such as Austria, where communities have received and are still receiving substantial public subsidies for water infrastructure projects. Despite this, pipelines have deteriorated in the last 25 to 30 years and communities are now receiving additional subsidies for rehabilitation.

The general situation in non-rich, developing economies is even more problematic. For example, the measure of success for the donor is that a water treatment plant has been physically completed according to plan and within budget. If it really works is a different matter. It has happened again and again that the operators have closed down essential parts of the treatment plant due to a lack of e.g. energy, but also due to a lack of budget for operation funds because the users did not and/or could not pay their fees.

In such situations little attention can be paid to effects on the users. There is no room to consideration long-term improvements to service. With low levels of service the willingness to pay tariffs deteriorates even more, leading to a vicious downward spiral, which is evident in the lingering failure of water infrastructure projects in non-rich, developing countries.

In cases where the donors have economic requirements in place, as mentioned above, the operators of failing utilities are forced to resort to "innovative" accounting and documentation in order meet these requirements. In our experience donors are very reluctant to apply sanctions for a variety of reasons.

1.2 Asset Management and Performance Indicators

1.2.1 Asset Management

Asset Management is defined in the draft document of ISO TC224 WG6 for a "Guideline for the Infrastructure Asset Management (IAM) of drinking water and wastewater systems" as:

"Systematic and coordinated activities and practices through which a water utility optimally and sustainable manages its infrastructure assets and asset systems, their associated performance, risks and expenditures over their life cycles for the purpose of achieving the organisation’s strategy and policy "

The European Standard EN 752 "Drain and sewer systems outside buildings" defines the basic objectives of a drain and sewer system as follows:

- Public health and safety;
- Occupational health and safety;
- Environmental protection;
- Sustainable development.

In the above mentioned ISO document the principles of asset management are identified as:

"Effective asset management requires a disciplined approach which enables a water utility to maximise value and deliver its strategic objectives through managing its infrastructure assets over their whole life cycles.

The overall objective of IAM of water services is to guarantee the protection of public health, meet users' needs and expectations, provide services under normal and emergency conditions, ensure the sustainability of the water utility, promote sustainable development in the community and protect the environment while meeting applicable legal requirements."

This description clearly shows that asset management is needed to achieve the basic objectives of water infrastructure systems. Effective asset management requires adequate management skills as well as the necessary financial and human resources. Asset management including modernization and improvement strategies can only be undertaken successfully in a healthy financial environment in which the operating costs are covered by secure sources of income, e.g. tariffs.

1.2.2 Performance Indicators

Objective and reproducible instruments are needed in order to assess the overall performance of water or waste water utilities as well as the effectiveness of asset management. Performance indicators as described in the IWA Guidelines "Performance Indicators for Water Supply Services" and "Performance Indicators for Wastewater Services" are such instruments.

Performance indicators that give a clear picture of the basic effectiveness of service and of the general condition of the system are needed in order to link donor funds to a satisfactory performance of the water infrastructure services. Examples of such indicators are given in the case studies presented in 1.3.

1.3 Case Studies

To illustrate the situation described above, we present case studies based on our experience in non-rich, developing economies in Africa, Central Asia and Eastern Europe. In order to give a homogenous overview, the case studies are restricted to networks of water supply utilities.

All data shown in the tables below was collated from projects where the authors have been involved as consultants. Some of the data was provided by utilities under the condition that their data is presented anonymously. Therefore, the name of the country / city related to the data is not shown. For better interpretation of the data, the GDP/PPP[4] 2009 per capita of the respective country are shown.

The regions are represented by countries with GDP based on PPP (purchase power parity). For each region we present the situation in a large city (pop. approx. 1.0 Mill.) and in a smaller town (pop. approx. 50.000). The tables for each case study include a selection of performance indicators (see also 1.2.2). The results can be considered as examples based on actual experience in similar cities and towns.

[4] Gross domestic product (GDP) at purchasing power parity (PPP) per capita, is related to the value of all final goods and services produced within a nation in a given year divided by the average (or mid-year) population for the same year.
GDP dollar estimates here are derived from purchasing power parity (PPP) calculations. Such calculations are prepared by various organizations, including the International Monetary Fund and the World Bank. As estimates and assumptions have to be made, the results produced by different organizations for the same country tend to differ, sometimes substantially. PPP figures are estimates rather than hard facts, and should be used with caution.
Comparisons of national wealth are also frequently made on the basis of nominal GDP, which does not reflect differences in the cost of living in different countries Using a PPP basis is arguably more useful when comparing generalized differences in living standards on the whole between nations because PPP takes into account the relative cost of living and the inflation rates of the countries, rather than using just exchange rates which may distort the real differences in income.

Case Study 1 **African country, GDP/PPP 1.000***		**1.1 City** **1 Mio. inhabitants**	**1.2 Town** **50,000 inhabitants**
Average area coverage ratio	%	50	30
Daily hours of supply	h/d	12	8
Ratio of length of renovated / replaced pipelines versus total length of net work	%	0,01	0,005
Ratio of Unauthorized Consumption versus total Water Production	%	60	50
Ratio of technical losses versus total water production	%	45	37
Employees / 1000 inhabitants	No/1000 inh.	1,5	3,0
Ratio of length of network less than 10 years of age versus total length of network	%	12	24
Ratio of length of house connections less than 10 years of age versus total length of house connections	%	16	28
Ratio of supplied water quantity supplied with sufficient quality versus total supplied water quantity	%	7	12
*) e.g. Guinea, Mozambique, Rwanda, Togo			

Table 1 Case Study 1: African country, GPD/PPP 1,000

Case Study 2 **Central Asian country, GDP/PPP 2.000***		**2.1 City** **1 Mio. inhabitants**	**2.2 Town** **50,000 inhabitants**
Average area coverage ratio	%	85	60
Daily hours of supply	h/d	15	10
Ratio of length of renovated / replaced pipelines versus total length of net work	%	0,02	0,01
Ratio of Unauthorized Consumption versus total Water Production	%	50	60
Ratio of technical losses versus total water production	%	35	40
Employees / 1000 inhabitants	No/1000 inh.	1,0	3,5
Ratio of length of network less than 10 years of age versus total length of network	%	16	34
Ratio of length of house connections less than 10 years of age versus total length of house connections	%	20	37
Ratio of supplied water quantity supplied with sufficient quality versus total supplied water quantity	%	32	17
*) e.g. Kyrgyzstan, Pakistan, Tajikistan, Uzbekistan			

Table 2 Case Study 2: Central Asian country, GDP/PPP 2,000

Case Study 3 **European country, GPD/PPP 5.000***		**3.1 City** **1 Mio. inhabitants**	**3.2 Town** **50,000 inhabitants**
Average area coverage ratio	%	70	80
Daily hours of supply	h/d	18	12
Ratio of length of renovated / replaced pipelines versus total length of net work	%	0,01	0,01
Ratio of Unauthorized Consumption versus total Water Production	%	50	55
Ratio of technical losses versus total water production	%	30	35
Employees / 1000 inhabitants	No/1000 inh.	0,9	3,2
Ratio of length of network less than 10 years of age versus total length of network	%	18	30
Ratio of length of house connections less than 10 years of age versus total length of house connections	%	22	34
Ratio of supplied water quantity supplied with sufficient quality versus total supplied water quantity	%	13	16
*) e.g. Albania, FYROM, Ukraine			

Table 3 Case Study 3: European country, GPD/PPP 5.000

Case Study 4 European country, GPD/PPP 20.000*		4.1 City 1 Mio. inhabitants	4.2 Town 50,000 inhabitants
Average area coverage ratio	%	98	85
Daily hours of supply	h/d	24	24
Ratio of length of renovated / replaced pipelines versus total length of net work	%	0,05	0,03
Ratio of Unauthorized Consumption versus total Water Production	%	25	29
Ratio of technical losses versus total water production	%	24	28
Employees / 1000 inhabitants	No/1000 inh.	0,6	3,0
Ratio of length of network less than 10 years of age versus total length of network	%	43	38
Ratio of length of house connections less than 10 years of age versus total length of house connections	%	41	42
Ratio of supplied water quantity supplied with sufficient quality versus total supplied water quantity	%	98	94
*) e.g. Czech Republic, Hungary, Malta, Portugal			

Table 4 Case Study 4: European country, GPD/PPP 20.000

The case studies presented in the preceding tables show that with increasing GDP/PPP:

- levels of service (e.g. daily hours of supply) tend to increase
- the losses within the system tend to decrease
- the staff productivity tends to increase (less staff per population)
- the networks tend to be younger
- the consistent supply of satisfactory water tends to increase

These observations show that the basic socio-economic situation is a major factor for the condition of a system and for the level of service provided to households. The improvement of the socio-economic situation is generally a relative slow process in comparison to the time needed to install water infrastructure. The subsequent necessity to cover the operating costs of the infrastructure arises before the basic socio-economic situation improves to the degree

that households can readily afford these costs. This often leads, as shown in 2.2, to the failure of donor-funded water utility projects.

2 BASIC CAUSES FOR FAILURE OF DONOR-FUNDED WATER UTILITY PROJECTS

2.1 Asset deterioration

Very often the management of water utilities is the first focus in the investigation of causes for the failure of water infrastructure projects to achieve their goals. Essential as management skills may be, there are many other causes for insufficient quality of service. Very often the problems are connected with a deteriorating asset base. This asset base consists mainly of the physical assets such as pipelines, pumping stations, treatment works, etc; the human assets such as managers, administrative staff, operation and maintenance personnel, etc.; and the financial assets.

This asset deterioration is however not the root of the problem but rather a result of basic underlying circumstances, which are mostly outside of the influence of the utility management.

2.2 Basic socio-economic situation

In our experience the basic socio-economic situation is a major factor for the condition of a water utility. For example as a general rule about 2 – 2.5 % of the household income is available for water supply services without causing difficulties in maintaining the standard of living. In non-rich economies this is a very restricted amount that is not sufficient to cover the costs of providing adequate service (which is at least 0.8 Euro/m³ for water supply services) even if all consumers actually pay their bills (which is often not the case).

In donor-funded water utility projects the investment phase with new construction and/or rehabilitation is financed to the greater part with grants or soft loans from the donor organizations. After this phase follows the operation and maintenance phase for this new or refurbished infrastructure. In parallel the infrastructure should be extended to the entire potential area of service. Both activities are supposed to be financed by the tariffs from the consumers.

If the basic socio-economic situation is such that the costs e.g. for water supply cannot be covered with 2 – 2.5 % of the household income, then activities such as maintenance, repair, and training are neglected in order to cover the most necessary costs, such as personnel costs and energy costs for basic operation. This leads to further degradation of the assets. Accordingly, the level of service drops and with it the willingness of the consumers to pay. This is a vicious downward spiral that has in several cases led to a complete failure of infrastructure.

Very often donor organizations then receive requests for funding in order to rehabilitate this infrastructure. And so the downward spiral begins anew.

This basic socio-economic situation can be identified in most non-rich developing countries, either in certain areas or in extreme in the entire country. In societies with a high population

growth rate the situation is even more precarious. The UNDP 2006 report on progress toward reaching the MDG in Sub-Saharan Africa highlighted the fact that population growth has caused the absolute number of persons without adequate water and sanitation to increase despite an increase in service coverage (in per cent of the population).

2.3 Other causes

In addition to the basic socio-economic situation and population growth there are naturally other causes for the failure of donor-funded water utility projects. These include social disruption, warfare, natural catastrophes, and financial crisis as well as excessive corruption. In some cases cultural attitudes ("water is a gift of God") and political / economic systems have been identified as causes for difficulties in establishing sustainable and adequate water and wastewater services.

Our proposals for solutions address mainly the difficulties arising from the basic socio-economic situation. However, there is no "one size fits all" solution; each solution must be tailored to the situation of the individual utility.

3 POSSIBLE SOLUTIONS

3.1 Linkage of donor funds to asset management with performance assessment

We propose a more stringent approach to the payment of donor funds. The actual payment of funds should be in stages, dependent not only on the physical construction but also on the overall performance of the infrastructure service in operation. This includes the quality of service (e.g. amount and quality of water supplied, hours of service per day, etc.), the condition of the assets (e.g. pipe network, ancillary works, equipment) and quality of management and the staff (e.g. qualifications of personnel, training programme, asset management, operating procedures)

Before the project begins the donor organization and the beneficiary should agree upon the objectives of the service and upon performance indicators that reflect the achievement of these objectives (see also section 1.2.2). A schedule of progress and assessment should be established, for example goals with respective performance indicators that have to be achieved within 5, 10 and 15 years. In each case a tailor-made agreement is necessary that reflects the local situation. It is very important that realistic objectives are adopted. There is no room for naïve optimism and ideological fantasies.

The actual payment of donor funds will depend upon the results of these performance indicators in the agreed time periods.

In the case of a soft loan, if the performance indictors are not satisfactory, then the grant or a part of the grant will be transformed into a soft loan. In the case of a soft loan, the grace period may be reduced and/or the interest rate may be increased.

Possible sanctions should be agreed upon before commencing the project and should be applied rigorously. However, the controlling of the performance by the donor or its representative must be realistic, fair, consistent and transparent.

3.2 Closing the gap between operating costs and ability to pay

3.2.1 Gap between operating costs and ability to pay

If the above described approach of linking of donor funds to asset management with performance assessment is adopted, then provision must be made that the agreed objectives and their respective performance indicators can be realistically achieved. Only in such a case are sanctions fair.

In many water and sanitation Infrastructure investment projects that were accompanied by the strategy of increasing tariffs within a short period in order to reach the level of cost coverage the results have been very disillusioning.

The main obstacle to reaching the required level of performance, as mentioned in 2.2, is the basic socio-economic situation. There is a gap between operating costs of infrastructure services and the ability of households in non-rich, developing economies to pay the necessary tariffs to cover these costs. The main reason is the simple fact that households can only afford a specific percentage of their household income for a basic infrastructure package.

3.2.2 Domestic basic infrastructure service package (DBISP)

Since we are dealing with donor-funded infrastructure it is logical to consider the basic infrastructure requirements of the consumers as a package. The domestic basic infrastructure service package (DBISP) includes drinking water supply, waste water disposal (sanitation), solid waste management and domestic energy needs (e.g. cooking, heating). The costs for these basic infrastructure services should not exceed 12 – 16 % of family income. The DBISP is in our opinion, shared with many other organizations, a basic necessity and therefore a moral right of all persons.

In the following table are two examples of the costs for DBISP, one from a "rich" economy (Austria, GDP/PPP 2009 40,000) and one from a non-rich economy (Albania, GDP/PPP 5,000). The data is based on our experience in both countries and is presented for the respective average family incomes.

	Comparison o tariffs[5]/cost in countries with					
	40,000 GDP/PPP (e.g. Austria)			5,000 GDP/PPP (e.g. Albania)		
	Average family income: EUR 1.500,-EUR/month			Average family income: EUR 400,-EUR/month		
	EUR/m 3	EUR/3,5 persons/family, month	% of family income	EUR/m3	EUR/3,5 persons/family, month	% of family income
Water	1,90	30,-[6]	2.0	0,3	10,-[7]	2.5
Waste Water	2,20	35,-	2.3	0,3	10,-[8]	2.5
Solid Waste		25,-	1.7		15,-[4]	3.8
Domestic Energy		180,-	12.0		85,-	21.3
Total DBISP		270,-	18 %		110,-	28 %

Table 5 Comparison of tariffs/cost in countries with 40,000 GDP/PPP and 5,000 GDP/PPP

The above comparison between rich, high income countries and non-rich, low income countries shows very precisely that households in non-rich countries have to pay a much higher percentage of their incomes for infrastructure than households in rich countries. In addition, it can be seen that households in non-rich and rich countries pay similiar percentages of their income for water supply, waste water and solid waste disposal, but in the real sums are much smaller and are below the minimum rate needed to provide sustainable services (e.g. approx. 0.8 EUR/m³ for water supply services).

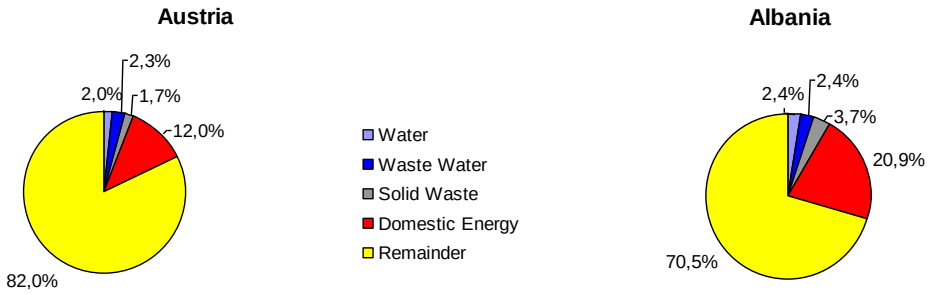


Figure 1 Percentage of average household income used for basic infrastructure services (100% = total average household income)

The population is reacting to this fact in a very logical way. They simply do not pay for infrastructure or only pay for those infrastructure services with efficient collection systems that use sanctions and claim management. In general, energy providers (especially electricity companies) have the best strategies in this regard. All this has a very negative effect on the municipal utilities responsible for water supply, sanitation and solid waste management. Collection rates for these basic infrastructure services are very low and tariff increases are not appreciated and/or approved by politicians. Therefore economic performance is very weak and does not allow essential improvements of the level of service. The utilities providing these services continue to be completely dependent upon international and / or

[5] Average tariffs large cities / small cities
[6] Based on 150 l/capita, d)
[7] Based on 400 l/capita,d (8 – 9 m3 / cap.month calculated on lump sum billing basis
[8] If tariffs are required to be paid at all

governmental subsidies and do not have the resources to implement sustainable asset management with modernization and improvement strategies.

3.2.3 Suggestion for financing the gap between operating costs and ability to pay based on the total cost of DBISP

In order to close the gap between operating costs and the ability of households to pay the necessary tariffs there has to a programme of subsidies for the households. In most cases these subsidies will have to be funded out of the general tax base.

Our suggestion is that a part of the taxes derived from the sale of services within the DBISP be used to subsidize the cost of those services within the DBISP that have a gap between the operating costs and the ability of households to pay the necessary tariffs. This subsidy should only be available for those households that cannot afford the tariffs at the level necessary to cover operating costs.

As seen in the examples in 3.2.2, the cost of domestic energy is the major portion of the cost of DBISP. Therefore, in most economies, a portion of the taxes from the sale of energy should be used to subsidize the other basic infrastructure services. The subsidies should be phased out in accordance with the general economic development.

We consider this to be a legitimate cross-subsidy as it is a cross-subsidy between the costs of services within the DBISP.

This suggestion describes the basic principle to be applied for subsidizing the DBISP. Of course the exact way of accomplishing this has to be tailor-made in order to fit the local situation.

4 CONCLUSIONS

The case studies show that the basic socio-economic situation is a major factor for the condition of a system and for the level of service provided to households. The improvement of the socio-economic situation is generally a relative slow process in comparison to the time needed to install water infrastructure. The subsequent necessity to cover the operating costs of the infrastructure arises before the basic socio-economic situation improves to the degree that households can readily afford these costs.

If the basic socio-economic situation is such that the costs e.g. for water supply cannot be covered with 2 – 2.5 % of the household income, then activities such as maintenance, repair, and training are neglected in order to cover the most necessary costs, such as personnel costs and energy costs for basic operation. This leads to further degradation of the assets. Accordingly, the level of service drops and with it the willingness of the consumers to pay. This is a vicious downward spiral that has in several cases led to a complete failure of infrastructure. Very often donor organizations then receive requests for funding in order to rehabilitate this infrastructure. And so the downward spiral begins anew.

We propose a more stringent approach to the payment of donor funds. The actual payment of funds should be in stages, dependent not only on the physical construction but also on the overall performance of the infrastructure service in operation. Before the project begins the donor organization and the beneficiary should agree upon the objectives of the service and upon performance indicators that reflect the achievement of these objectives. The actual payment of donor funds will depend upon the results of these performance indicators in the agreed time periods.

In the case of a soft loan, if the performance indictors are not satisfactory, then the grant or a part of the grant will be transformed into a soft loan. In the case of a soft loan, the grace period may be reduced and/or the interest rate may be increased. Possible sanctions should be agreed upon before commencing the project and should be applied rigorously.

In order to close the gap between operating costs and the ability of households to pay the necessary tariffs there has to a programme of subsidies for the households. In most cases these subsidies will have to be funded out of the general tax base. As the cost of domestic energy is the major portion of the cost of domestic basic infrastructure services a portion of the taxes from the sale of energy should be used to subsidize the other basic infrastructure services. The subsidies should be phased out in accordance with the general economic development.

We consider this to be a legitimate cross-subsidy as it is a cross-subsidy between the costs of services within the domestic basic infrastructure services.

References:

Alegre H., Baptista J.M., Cabrera E., Cubillo F., Duarte P, Hirner W., Merkel W., Parena R (2006) IWA Manual: Performance Indicators for Water Supply Services, Second Edition

Henry J. Opdam (2002). Asset Management of Water-related Infrastructure, Best Practices and Experiences from the Netherlands, Rijkswaterstaat - Meetkundige Dienst, Delft

Matos R., Cardoso A., Ashley R., Duarte P., Molinari A, Schulz A. (editors) (2003). IWA Manual: Performance Indicators for Wastewater Services

Rohrhofer K. (2008).The Use of Performance Indicators (PIs) for the Water Industry, Capital Water Beijing, Beijing

Rohrhofer K., Leroch K., Cate F.M. (2008). Performance Indicators (PIs) as a Control Mechanism for the Effective Use of Donor Funds, PI08, Valencia,

Vidaj S., Rohrhofer K., Derntl T. (2007). Asset Management of Water and Wastewater Systems, Tirana

Activities relating to drinking water and wastewater – Guidelines for the improvement and for the assessment of the services to users (ISO 24510) (2007), International Organisation for Standardisation, Geneva

Activities relating to drinking water and wastewater – Guidelines for the management of wastewater utilities and for the assessment of wastewater (ISO 24511) (2007), International Organisation for Standardisation, Geneva

Activities relating to drinking water and wastewater – Guidelines for the management of drinking water utilities and for the assessment of drinking water services (ISO 24512) (2007), International Organisation for Standardisation, Geneva

European Standard EN 752 "Drain and sewer systems outside buildings" (2008, EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION – EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG, Brussels

ISO TC224 WG6 draft "Guideline for the Infrastructure Asset Management (IAM) of drinking water and wastewater systems" (2010), International Organisation for Standardisation, Geneva

PLANO DE CONTROLO DE CAUDAIS PLUVIAIS NO SISTEMA INTERCEPTOR DA ETAR DE FRIELAS

Aplicação do SWMM na Modelação e Análise do Sistema Interceptor

Carlos D. RAPOSO(1); Jorge M. VIEIRA(2); Inês B. SOUSA(3); Bruno M. LOPES(4); José Martins(5); Conceição V. DAVID(6)

RESUMO

O objectivo do estudo do "Plano de Controlo de Caudais Pluviais no Sistema Interceptor da ETAR de Frielas" foi aumentar o conhecimento sobre o funcionamento do sistema interceptor da ETAR de Frielas, permitindo a implementação de medidas operacionais e estruturais que minimizem o impacto negativo, no funcionamento do sistema interceptor, da excessiva afluência de caudal pluvial.

No âmbito do plano foi desenvolvido um modelo de precipitação escoamento para o subsistema de drenagem de Frielas, em software SWMM, com todas as infra-estruturas do sistema, com base no cadastro existente e levantamentos topográficos e cadastrais realizados. A calibração do modelo foi efectuada com base numa campanha de medição de caudal, nível e pluviosidade realizada.

As principais conclusões obtidas foram:

- Durante os eventos de precipitação verificou-se um aumento significativo de caudal devido a contribuições de caudal pluvial;
- Durante alguns eventos de precipitação de baixa intensidade o sistema interceptor já transporta até à ETAR um caudal superior à sua capacidade de tratamento;

(1) Eng.º do Ambiente, SISAQUA – Sistemas de Saneamento Básico, S.A., Rua da Quinta Grande nº 15, 2780-156 Oeiras, Portugal, Tel. (+351) 214 465 100, Fax. (+351) 214 413 732, carlos.raposo@sisaqua.pt

(2) Eng.º Civil, CENOR, Consultores, S.A., Rua das Vigias, Lote 4.25.01.A - Piso 1, Parque das Nações, 1990-506 Lisboa, Portugal, Tel. (+351) 218 437 300, Fax. (+351) 218 437 301, mello.vieira@cenor.pt

(3) Eng.ª do Ambiente, CENOR, Consultores, S.A., Rua das Vigias, Lote 4.25.01.A - Piso 1, Parque das Nações, 1990-506 Lisboa, Portugal, Tel. (+351) 218 437 300, Fax. (+351) 218 437 301, ines.sousa@cenor.pt

(4) Eng.º do Ambiente, SISAQUA – Sistemas de Saneamento Básico, S.A., Rua da Quinta Grande nº 15, 2780-156 Oeiras, Portugal, Tel. (+351) 214 465 100, Fax. (+351) 214 413 732, bruno.lopes@sisaqua.pt

(5) Eng.º Químico , SIMTEJO - Saneamento Integrado dos Municípios do Tejo e Trancão S.A, Av. Defensores de Chaves, nº 45, Piso 3, 1000-112 Lisboa, Portugal, Tel. (+351) 213 107 900, Fax. (+351) 213 107 901 – j.martins@simtejo.adp.pt

(6) Eng.ª do Ambiente, SIMTEJO - Saneamento Integrado dos Municípios do Tejo e Trancão S.A, Av. Defensores de Chaves, nº 45, Piso 3, 1000-112 Lisboa, Portugal, Tel. (+351) 213 107 900, Fax. (+351) 213 107 901 - c.david@simtejo.adp.pt

- As actuais descargas de caudal excedentário ocorrem nos pontos de maior impacto para as populações;

Com base nestas conclusões, foram analisadas formas de gestão e intervenções no sistema de modo a transportar até à ETAR, durante os eventos de precipitação, os efluentes com maior carga poluente e descarregar os caudais excedentários em locais com o menor impacto possível.

Palavras-chave: Controlo de caudais pluviais, gestão de sistemas de drenagem de águas residuais, modelação matemática, SWMM.

1. OBJECTIVO

O principal objectivo do estudo do "Plano de Controlo de Caudais Pluviais no Sistema Interceptor da ETAR de Frielas" é obter um melhor conhecimento sobre o funcionamento do sistema interceptor da ETAR de Frielas, quer em tempo seco, quer durante a ocorrência de eventos de pluviosidade, permitindo o desenvolvimento e a implementação de medidas operacionais e estruturais que minimizem o impacto negativo, provocado pela excessiva afluência de caudal pluvial.

2. INTRODUÇÃO

2.1 Descrição geral do Subsistema de Frielas

O subsistema de Frielas abrange uma área total de aproximadamente 16 110 ha, dividida pelos Concelhos de Loures, Odivelas, Lisboa, Sintra, Amadora, Mafra e Vila Franca de Xira.

Na **Figura 1** apresenta-se o esquema geral do Subsistema de Frielas.

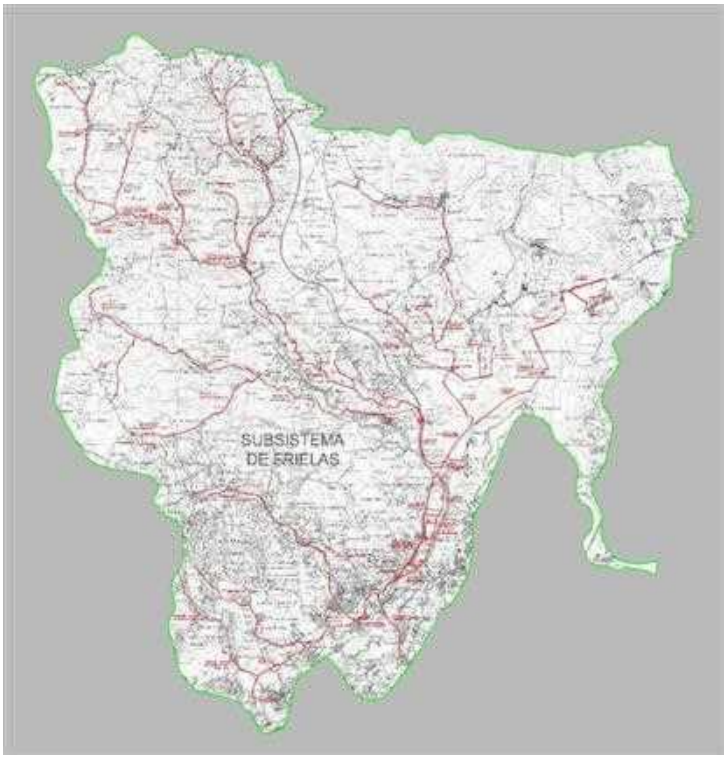


Figura 1. Esquema Geral do Subsistema de Frielas

A área servida por este subsistema encontra-se limitada:

- a Este por parte das cumeadas das bacias de drenagem do Rio da Costa, da Ribeira de Caneças, da Ribeira do Pinheiro de Loures e da Ribeira das Galés;
- a Norte por parte das cumeadas das bacias de drenagem da Ribeira das Galés, da Ribeira de Montachique, da Ribeira de Casaínhos, da Ribeira de Fanhões e da Ribeira da Fonte Santa;
- a Sul, por parte da cumeada da bacia de drenagem do Rio da Costa/Ribeira da Póvoa/ Rio de Loures;
- a Oeste por parte das cumeadas das bacias de drenagem da Ribeira da Fonte Santa, da Ribeira de Alpriate e do Rio Trancão.

O sistema de drenagem em alta subdivide-se em cinco ramos principais:

- Interceptor de Fanhões: Zonas drenadas para os Interceptores de Fanhões, Manjoeira, Malhapão, Á das Lebres, Santo Antão do Tojal, Bairro do Tazim, Marl e Olival Queimado. Inclui as estações elevatórias EE1-Fanhões, EE2-MARL e EE Granja Alpriate. Abrange povoações dos municípios de Loures e Vila Franca de Xira;
- Interceptor de Frielas: Zona de Frielas cujas águas residuais afluem directamente á ETAR;

- Interceptor de Lousa: Zonas drenadas para o Interceptor de Lousa e seus afluentes incluindo o interceptor de Loures-L. Abrange povoações dos municípios de Mafra, Sintra, Odivelas e Loures;
- Interceptor da EN8: Zonas drenadas para o troço gravítico existente na EN8 que descarrega para a EE3-ETAR. Este sistema interceptor é composto por uma única bacia;
- Interceptor do Rio da Costa: Todas a zonas não drenadas para os sistemas descritos anteriormente. Incluem as zonas que drenam para os Interceptores do Rio da Costa, Casal de Cambra-Alfornelos, Famões, Caneças, Vale Forno, Calçada de Carriche, Pontinha e parte do da EN8. Inclui as estações elevatórias EE1-EN8, EE3-Flamenga e EE3-ETAR. Abrange povoações dos municípios de Loures, Amadora, Odivelas e Lisboa.

No âmbito deste estudo o sistema de drenagem afluente à ETAR de Frielas é constituído por 42 bacias de drenagem, com dimensões e características consideravelmente diferentes entre si. As bacias localizadas a sul apresentam maior densidade populacional e maiores taxas de urbanização. Na **Figura 2** apresentam-se as bacias do subsistema de Frielas.

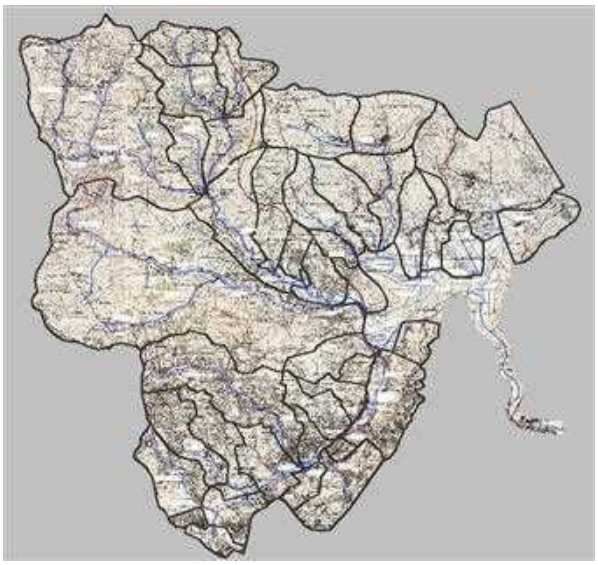


Figura 2. As bacias do subsistema de Frielas

2.2 Análise do sistema interceptor da ETAR de Frielas

O subsistema de Frielas é constituído por 27 interceptores com diâmetros variáveis entre 200mm e 1500mm e comprimentos entre os 300m e os 25Km.

Apesar de não ser o maior interceptor no subsistema de Frielas, o interceptor do Rio da Costa, com aproximadamente 8,5Km, é o interceptor com maior capacidade de escoamento e o seu funcionamento tem um peso significativo no sistema, uma vez que transporta

aproximadamente quatro quintos do caudal total de água residual do subsistema, como se pode verificar pelo Quadro1.

No **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** e Figura 3 apresentam-se, os caudais de água residual doméstica por eixo interceptor.

Quadro 1. Caudal de água residual doméstica (estimado) no subsistema de Frielas, por eixo interceptor

Interceptor	Caudal Médio Diário (m^3/d)
Fanhões	1 496
Lousa	5 360
Rio da Costa	29 910
Frielas	120
EN8	1 230
Total	38 117

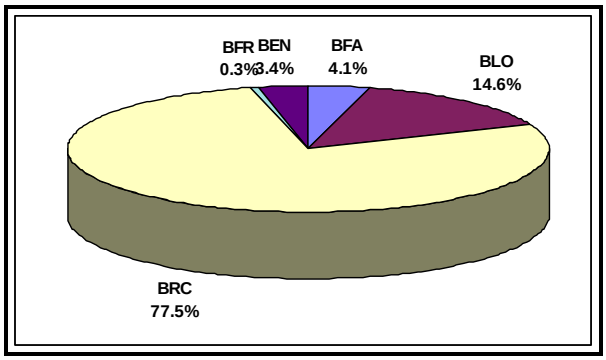


Figura 3. Estimativa de caudal de água residual doméstica por eixo interceptor no subsistema de Frielas

De acordo com a análise efectuada verificou-se que o sistema interceptor, no seu conjunto, tem capacidade para drenar um caudal bastante superior à capacidade da ETAR de Frielas, que é de aproximadamente 6 000 m^3/h. A título de exemplo, o troço final do interceptor do Rio da Costa, que possui um diâmetro nominal de 1500 mm, é por si só capaz de transportar teoricamente, cerca de 12 600 m^3/h (considerando, como aproximação, uma velocidade de escoamento de 1 m/s).

Esta situação leva a que, em períodos de pluviosidade elevada, se verifique o esgotamento da capacidade da estação de tratamento o que obriga ao desvio de parte dos caudais afluentes provenientes dos interceptores do Rio da Costa, Lousa, Loures L, Fanhões e M.A.R.L., junto à ETAR. A situação é agravada pelo facto de, nesta zona, os interceptores estarem implantados a cotas abaixo da cota de descarga para a Ribeira da Póvoa. Este constrangimento hidráulico tem implicações negativas na capacidade de drenagem dos troços finais dos interceptores, promovendo a ocorrência de descargas de caudal em

excesso na zona baixa da bacia onde o impacto é superior em comparação com descargas nas linhas de água em zonas mais a montante da bacia.

Assim sendo, o grande desafio da gestão do sistema interceptor passa pela regulação das entradas em tempo de chuva, de modo a minimizar os impactos desses caudais no sistema interceptor.

Dentro do conjunto de interceptores existentes no Subsistema, tem especial peso o Interceptor do Rio da Costa, que para além de servirem 80% da população do sistema, também recolhe as afluências pluviais de extensas áreas impermeáveis, servidas por redes pseudo-separativas ou, em alguns casos, redes unitárias.

Salienta-se ainda que, parte do troço final do interceptor do Rio da Costa se encontra abaixo da cota de descarga para a Ribeira da Póvoa, pelo que a sua descarga, neste ponto, exige o fornecimento de energia ao escoamento.

Em situações de caudais superiores à capacidade da ETAR (caudais de origem pluvial provenientes da rede em baixa), não é técnico-economicamente vantajoso transportar os caudais em excesso até à ETAR.

3. METODOLOGIA

3.1 Recolha e análise de elementos

A primeira fase do estudo do "Plano de Controlo de Caudais Pluviais no Sistema Interceptor da ETAR de Frielas" consistiu na recolha da informação disponível sobre o sistema.

A recolha foi feita quer através de visitas ao terreno para verificação das condicionantes quer através da recolha e análise da informação de cadastro, projectos e estudos disponibilizados para o efeito pela Simtejo, Câmara Municipal de Lisboa, pelos SMAS de Loures, Câmara Municipal da Amadora e outras entidades.

A informação demográfica foi obtida a partir dos censos de 2001.

Foram realizados levantamentos cadastrais e topográficos para solucionar algumas falhas detectadas no cadastro.

3.2 Modelo matemático do Subsistema de Frielas

3.2.1 Considerações gerais

Em sistemas de drenagem de grande dimensão, o profundo conhecimento do seu funcionamento permite uma rápida intervenção no sistema de drenagem de modo a optimizar o seu funcionamento e o da ETAR.

O recurso aos modelos matemáticos de simulação é cada vez mais frequente, tornando-se uma ferramenta de extrema utilidade na gestão de redes de drenagem urbana, permitindo avaliar o desempenho técnico das redes de drenagem urbana.

Regra geral, os modelos nunca serão um substituto para a informação recolhida no campo, ou do próprio conhecimento do funcionamento da rede por parte do próprio utilizador. Contudo, quando bem manipulados, poderão ser uma forte ajuda na detecção da origem de um problema e mesmo na resolução do mesmo, tendo como base uma boa relação custo/benefício.

Os modelos constituem uma ferramenta de elevado potencial no estudo de sistemas de drenagem urbana, quer na fase planeamento e projecto, permitindo o estudo e comparação de projectos, na fase de operação e manutenção, permitindo a avaliação de desempenho do sistema, quer na fase de reabilitação, prevendo o comportamento para diferentes estratégias de reabilitação.

O estudo do "Plano de Controlo de Caudais Pluviais no Sistema Interceptor da ETAR de Frielas" foi feito recorrendo à modelação matemática para a simulação de cenários representativos, tanto em tempo seco como em tempo chuvoso. O programa utilizado para a simulação foi o SWMM (EPA, versão 5.0.018).

O SWMM é um software "Open Source" de modelação matemática de sistemas de drenagem urbana desenvolvido pela Environmental Protection Agency (http://www.epa.gov).

3.2.2 Dados de base

Para o desenvolvimento do estudo e construção do modelo do sistema interceptor de Frielas foi necessário estimar a produção de água residual doméstica e industrial de toda a área servida pelo sistema e determinar os respectivos pontos de entrada no sistema em alta.

Para atingir este objectivo procedeu-se à distribuição das manchas de população pelos interceptores, de acordo com a informação demográfica disponível e com os cadastros das redes em baixa, tendo sido estimados os caudais de água residual em cada ponto de entrada do sistema "em alta".

A estimativa dos caudais teve em conta dados demográficos e respectivas projecções a 30 anos, bem como capitações de caudal doméstico e industrial.

3.2.3 Construção do modelo

O modelo matemático do subsistema de drenagem de Frielas é constituído por 47 bacias de drenagem (subcatchments), 1049 câmaras de visita (junctions), 1057 colectores (conduits), 6 unidades de armazenamento (storage units nodes), 5 estações elevatórias e 19 grupos electrobomba (pump links) e 12 pontos de saída do sistema (outfalls nodes).

Na **Figura 4** apresenta-se uma representação esquemática do modelo matemático do sistema interceptor de Frielas e da interface gráfica do SWMM.

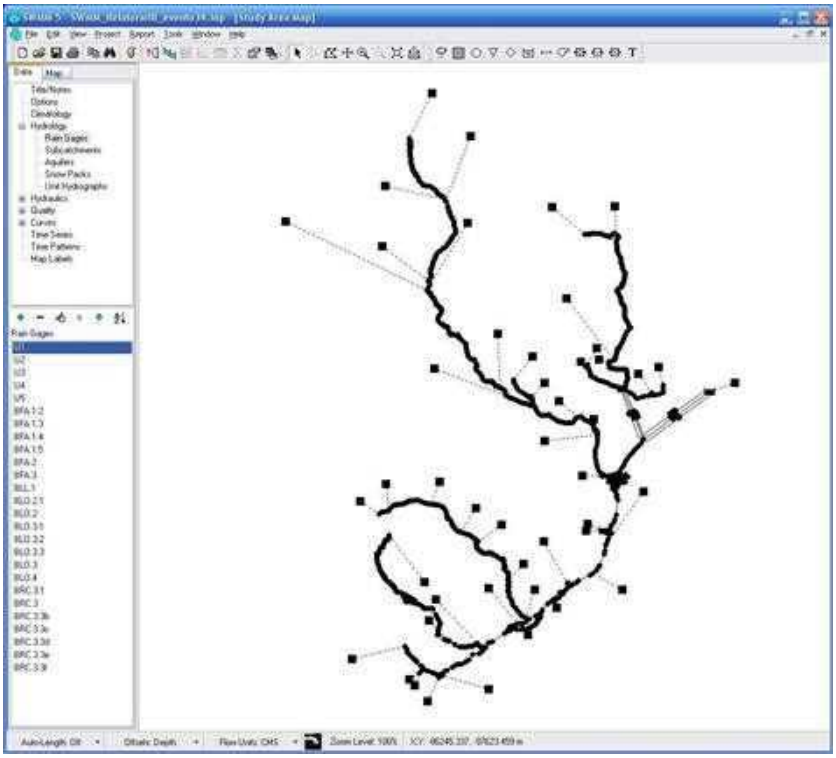


Figura 4. Interface gráfica do SWMM

3.2.4 Calibração do modelo

A calibração do modelo foi realizada com recurso a uma campanha de medição de caudal, nível e pluviosidade, tendo sido instalados um total de 20 caudalímetros, 7 medidores de nível e 5 udómetros em pontos estratégicos, durante um período de aproximadamente 2 meses.

Na **Figura 5** apresenta-se a localização dos medidores de caudal (C0XX), de nível (NXX) e precipitação (U0X) no sistema interceptor de Frielas.

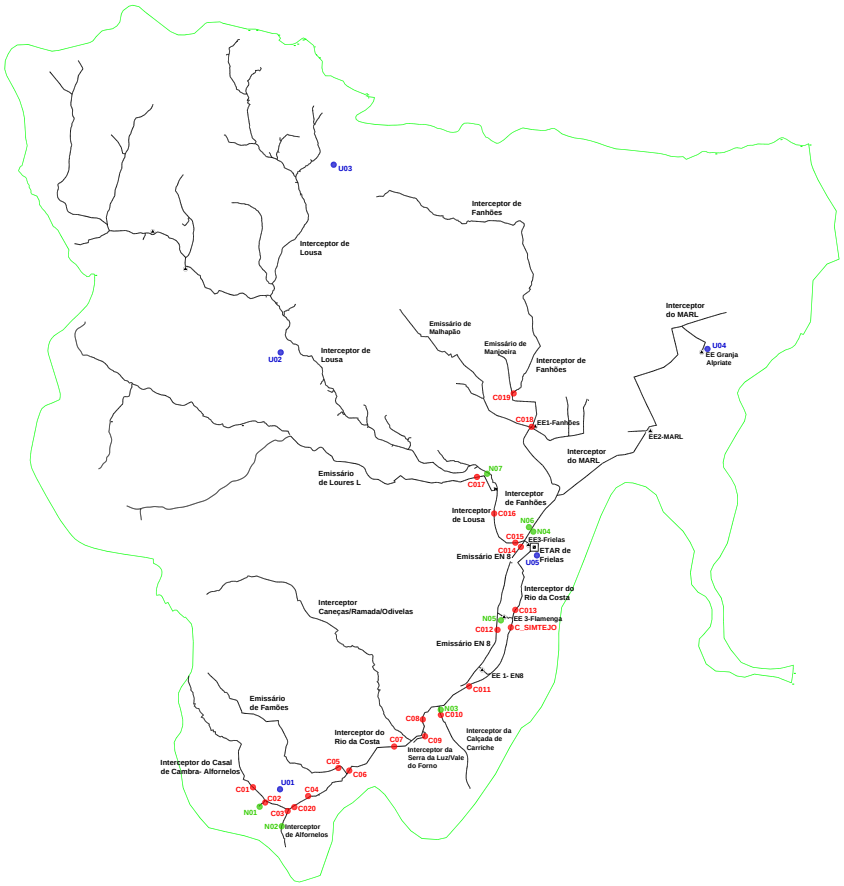


Figura 5. Localização dos medidores de caudal, nível e precipitação

Os critérios aplicados para a calibração e verificação do modelo global da bacia de drenagem de Frielas correspondem às diferenças volumétricas entre os valores do escoamento medidos e simulados, à diferença entre caudais de ponta medidos e simulados, e à forma do hidrograma.

Os erros volumétricos e de pico do hidrograma são calculados de acordo com as expressões (1) e (2), respectivamente:

$$Erro_{Volume} = \frac{Volume\ Total_{medido} - Volume\ Total_{estimado}}{Volume\ Total_{medido}} \quad (1)$$

$$Erro_{Pico} = \frac{Caudal\ de\ Ponta_{medido} - Caudal\ de\ Ponta_{estimado}}{Caudal\ de\ Ponta_{medido}} \quad (2)$$

Os critérios de aceitação dos resultados da simulação consideram os seguintes intervalos, respectivamente para o volume e para o caudal de ponta:

- Erro volumétrico: [-10%; +20%]
- Erro no caudal de ponta: [-15%; 25%]

No entanto, aceitaram-se alguns valores fora destes intervalos, após análise realizada, tendo em conta, entre outros factores, as simplificações efectuadas no sistema, afluências desconhecidas e problemas ocorridos durante as medições.

4. RESULTADOS

4.1 Considerações gerais

O Plano de Controlo de Caudais Pluviais no Subsistema de Frielas tem como objectivo final optimizar a resposta do sistema face à ocorrência de eventos de precipitação, abrangendo a análise da componente de operação e a avaliação ambiental.

Após o extensivo reconhecimento do sistema no campo e análise do modelo matemático construído, foram identificados pontos críticos no sistema.

Assim sendo, foram definidos pontos de intervenção considerados como relevantes após a análise técnica do sistema interceptor; a avaliação e processamento da informação recolhida ao longo das campanhas de medição; as visitas aos locais; e a análise da informação de operação. Posteriormente as intervenções propostas foram avaliadas com auxílio da ferramenta de modelação devidamente calibrada.

4.2 Propostas de intervenção no sistema

As intervenções preconizadas permitem o controlo do volume afluente proveniente das bacias de maior contribuição, em pontos considerados estratégicos. Deste modo, através da instalação e remodelação de dispositivos de controlo de caudal, será possível controlar as entradas no sistema, garantindo a máxima capacidade de transporte das infra-estruturas de forma controlada e permitir a descarga de excedentes pluviais para as linhas de água em zonas de menor impacto para as populações e para o ambiente.

Será, assim possível diminuir o caudal afluente ao sistema "em alta" durante eventos de precipitação, proveniente das bacias com maior diluição dos efluentes, permitindo deste modo, minimizar o impacto ambiental das descargas de águas em excesso. A capacidade de transporte e tratamento de efluentes disponibilizada pelo sistema passa a ser direccionada para os efluentes com maior concentração poluente. Neste contexto, foram propostas várias intervenções para os interceptores do Rio da Costa, interceptor do Lousa e interceptor de Fanhões.

No caso particular do interceptor do Rio da Costa, verificou-se que, durante o período de medições, os caudais afluentes à ETAR, em alguns eventos de precipitação, excederam a capacidade desta (aproximadamente 6 000 m^3/h), obrigando ao desvio de parte do caudal drenado para a Ribeira da Póvoa. O circuito de descarga de caudais excedentários existente conduziu à entrada em carga do troço final deste interceptor. Este facto, dificulta a afluência

dos caudais produzidos pelas bacias de jusante e potencia a ocorrência de inundações nas redes de drenagem destas zonas.

Para minimizar os problemas acima descritos foram estudados vários cenários de operação do interceptor do Rio da Costa com os seguintes objectivos:

- Reduzir as afluências pluviais que entram no sistema e para as quais a ETAR não está preparada, privilegiando a descarga dos caudais mais diluídos para o meio receptor com o menor dano ambiental possível;
- Minimizar as consequências, em termos de inundações, da utilização do circuito de "by-pass" da ETAR;
- Reduzir a probabilidade de entrada em carga do troço final do Interceptor do Rio da Costa.

Por análise das medições e simulações efectuadas ao funcionamento do sistema procedeu-se à hierarquização das bacias, com base na diluição dos respectivos efluentes durante a ocorrência de períodos de precipitação, de forma a justificar de que bacias deverão ser desviados caudais excedentários durante os períodos de maior afluência pluvial. Deste modo, as bacias intervencionadas poderão apenas contribuir com um caudal idêntico ao caudal de tempo seco durante os períodos de pluviosidade.

4.2.1 Cenário 1

O primeiro cenário simula o funcionamento do sistema interceptor para um evento de intensidade máxima de 42 mm/h e uma duração de 17 horas e com as condicionantes indicadas no **Quadro 2**:

Quadro 2 – Condicionantes associadas ao cenário 1

Cenário	Condicionantes do cenário	Un.	
1	Capacidade de tratamento da ETAR de Frielas	m^3/h	6 000
	Caudal máximo, proveniente do Interceptor do Rio da Costa, recebido pela ETAR de Frielas	m^3/h	3 500
	Caudal máximo, proveniente dos Interceptores do Fanhões, Lousa, EN8 e Loures L, recebido pela ETAR de Frielas	m^3/h	2 500
	Bacias intervencionadas	-	BRC.3.1, BRC.3.3, BRC.4.1, BRC.4.2, BRC.5.1, BRC.5.2 E BRC.6

Os resultados obtidos pela simulação deste cenário estão expressos no **Quadro 3**:

Quadro 3. Resultados da simulação do Cenário 1

Cenários de simulação do Interceptor do Rio da Costa	Un.	Situação Actual	Cenário	Comparação
Volume afluente à ETAR de Frielas através do interceptor do Rio da Costa	m^3	29 578	32 407	aumento de 10 %
Volume afluente ao interceptor do Rio da Costa, proveniente das bacias intervencionadas	m^3	31 037	16 999	diminuição de 45 %
Volume tratado pela ETAR	m^3	46 047	55 311	aumento de 20 %
Descargas através de caixas de visita inundadas do interceptor do Rio da Costa	m^3	5 283	1 134	diminuição de 79 %
Descarga no "by-pass" da ETAR de Frielas	m^3	17 865	0	diminuição de 100%
Descargas através de descarregadores existentes no Interceptor do Rio da Costa (excluindo o "by-pass" da ETAR de Frielas)	m^3	387	66	diminuição de 83 %

A variação do caudal afluente à ETAR de Frielas (a jusante do "by-pass"), proveniente do interceptor do Rio da Costa ao longo do evento está na **Figura 6**.



Figura 6. Variação do caudal afluente à ETAR de Frielas ao longo do evento de precipitação considerado.

4.2.2 Cenário 2

O segundo cenário simula o funcionamento do sistema interceptor para um evento de intensidade máxima de 42 mm/h e uma duração de 17 horas e com as condicionantes indicadas no Quadro 4.

Quadro 4 – Condicionantes associadas ao cenário 2

Cenário	Condicionantes do cenário	Un.	
	Capacidade de tratamento da ETAR de Frielas	m^3/h	6 000

2	Caudal máximo, proveniente do Interceptor do Rio da Costa, recebido pela ETAR de Frielas	m^3/h	6 000
	Bacias intervencionadas	-	BRC.3.1 (zona da Calçada da Carriche), BRC.5.1 (Brandoa) e BRC.6 (Alfornelos)

Os resultados obtidos na simulação do cenário 2 estão expressos no **Quadro 5**:

Quadro 5. Resultados da simulação do Cenário 2

Cenários de simulação do Interceptor do Rio da Costa	**Un.**	**Situação Actual**	**Cenário**	**Comparação**
Volume afluente à ETAR de Frielas através do interceptor do Rio da Costa	m^3	29 578	38 285	aumento de 29 %
Volume afluente ao interceptor do Rio da Costa, proveniente das bacias intervencionadas	m^3	31 037	7 867	diminuição de 75 %
Volume tratado pela ETAR	m^3	46 047	39 738	diminuição de 14 %
Descargas através de caixas de visita inundadas do interceptor do Rio da Costa	m^3	5 283	3 072	diminuição de 42 %
Descarga no “by-pass” da ETAR de Frielas	m^3	17 865	2 295	diminuição de 87 %
Descargas através de descarregadores existentes no Interceptor do Rio da Costa (excluindo o “by-pass” da ETAR de Frielas)	m^3	387	171	diminuição de 56 %

A variação do caudal afluente à ETAR de Frielas (a jusante do “by-pass”), proveniente do interceptor do Rio da Costa ao longo do evento está na **Figura 7**.

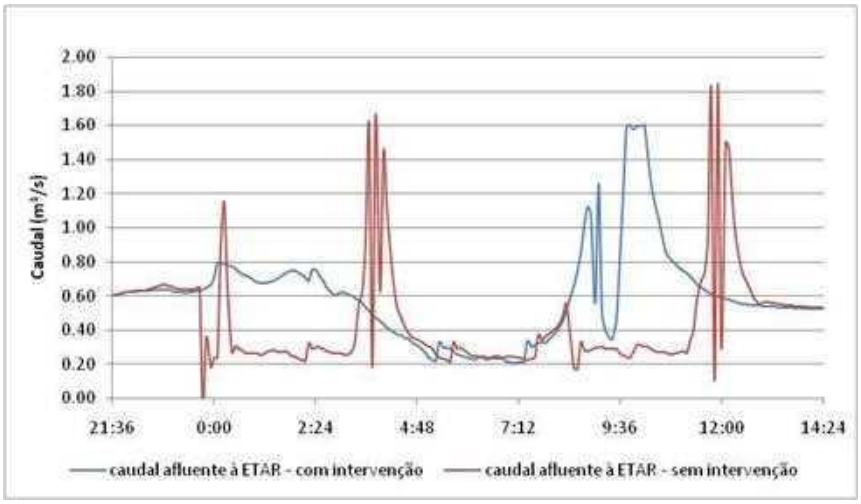


Figura 7. Variação do caudal afluente à ETAR de Frielas ao longo do evento de precipitação considerado.

4.2.3 Cenário 3

O terceiro cenário simula o funcionamento do sistema interceptor para um evento de intensidade máxima de 42 mm/h e uma duração de 17 horas e com as condicionantes indicadas no **Quadro 6**:

Quadro 6 – Condicionantes associadas ao cenário 3

Cenário	Condicionantes do cenário	Un.	
3	Capacidade de tratamento da ETAR de Frielas	m^3/h	6 000
	Caudal máximo, proveniente do Interceptor do Rio da Costa, recebido pela ETAR de Frielas	m^3/h	6 000
	Bacias intervencionadas	-	BRC.3.1 (zona da Calçada da Carriche), BRC.5.1 (Brandoa), BRC.6 (Alfornelos)e BRC.3.3 (Caneças)

Os resultados obtidos pela simulação do cenário 3 estão expressos no **Quadro 7**:

Quadro 7. Resultados da simulação do Cenário 3

Cenários de simulação do Interceptor do Rio da Costa	Un.	Situação Actual	Cenário	Comparação
Volume afluente à ETAR de Frielas através do interceptor do Rio da Costa	m3	29 578	36 746	aumento de 24 %
Volume afluente ao interceptor do Rio da Costa, proveniente das bacias intervencionadas	m3	31 037	13 294	diminuição de 57 %
Volume tratado pela ETAR	m3	46 047	38 880	diminuição de 16 %
Descargas através de caixas de visita inundadas do interceptor do Rio da Costa	m3	5 283	2 547	diminuição de 52 %
Descarga no “by-pass” da ETAR de Frielas	m3	17 865	0	diminuição de 100%
Descargas através de descarregadores existentes no Interceptor do Rio da Costa (excluindo o “by-pass” da ETAR de Frielas)	m3	387	78	diminuição de 80 %

A variação do caudal afluente à ETAR de Frielas (a jusante do “by-pass”), proveniente do interceptor do Rio da Costa ao longo do evento está na **Figura 8**.



Figura 8. Variação do caudal afluente à ETAR de Frielas ao longo do evento de precipitação considerado.

Com base na modelação efectuada para estes cenários verifica-se que:

- o aumento do caudal tratado pela ETAR, no cenário 1, face à situação actual, justifica-se pelo facto de não se activar o circuito de "by-pass" da ETAR por períodos tão longos por oposição à situação actual, em que todas as bacias contribuem com caudal pluvial. Esta situação apresenta também a vantagem de permitir a recolha dos caudais com menor grau de diluição produzidos pelas bacias de jusante e que anteriormente não chegavam a entrar no sistema interceptor;
- o facto de não ser activado o circuito de "by-pass" permite melhores condições hidráulicas ao escoamento no interceptor do Rio da Costa diminuindo a entrada em carga do mesmo e as perdas de caudal pelas caixas de visita.

5. CONCLUSÃO

A análise efectuada mostrou claramente a necessidade de realizar algumas acções correctivas que permitirão diminuir o caudal transportado em tempo de chuva nos interceptores do sistema "em alta" e por este meio melhorar o funcionamento hidráulico e estrutural da rede e da ETAR.

Através do modelo matemático elaborado foi possível quantificar, de forma aproximada, os benefícios possíveis de obter com as seguintes acções:

- Controlar devidamente os caudais afluentes ao sistema "em alta", provenientes da rede em "baixa" nos descarregadores correspondentes aos pontos de entrada de caudal;
- Controlar a separação de caudais domésticos e pluviais a montante dos pontos de entrada, na rede "em baixa".

As principais conclusões obtidas no estudo do "Plano de Controlo de Caudais Pluviais no Sistema Interceptor da ETAR de Frielas" são:

- Durante os eventos de precipitação verifica-se um aumento significativo de caudal devido a contribuições de origem pluvial;
- Para alguns eventos de precipitação de intensidade baixa, o sistema interceptor transporta até à ETAR um caudal superior à sua capacidade de tratamento;
- As actuais descargas de caudal excedentário não ocorrem nos pontos de menor impacto para as populações;

Com base nestas conclusões, foram analisadas formas de gestão do sistema interceptor que permitam transportar até à ETAR, durante os eventos de precipitação, os efluentes com maior carga poluente e identificar os pontos mais a montante onde possam ser descarregados os caudais excedentários mais diluídos com o menor impacto possível.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

Rossman L. *Storm Water Management Model User's Manual*. U.S. Environmental Protection Agency. Cincinnati, Estados Unidos da América

Raposo C., Vieira J. (2007). *Plano Controlo de Caudais Pluviais do Subsistema de Beirolas*.

PLANO DE GESTÃO DA **R**EDE DE **I**NFRAESTRUTURAS **M**UNICIPAIS DE **D**RENAGEM DE **Á**GUAS **P**LUVIAIS E PLANO DIRECTOR DA REDE HÍDRICA DE ESPOSENDE – INSTRUMENTOS DE SUSTENTABILIDADE –

Pedro, CAPITÃO (1); Marta, FERNANDES (2); Alexandra, ROEGER (3)

Palavras-chave: Águas Pluviais, Gestão de redes; Plano Director da Rede Hídrica, Esposende

O crescimento das cidades, nem sempre devidamente planeado em termos de ordenamento do território, conduziu a uma forte ocupação urbanística ao longo da faixa litoral, com a consequente alteração das condições naturais de drenagem e do ciclo hidrológico natural. De um modo geral, as intervenções realizadas no leito natural de vários cursos de água e a ocupação de áreas afectas ao Domínio Público Hídrico (DPH), em particular em áreas tradicionalmente inundáveis (leitos de cheia), foram levadas a efeito sem ter em devida conta as consequências na protecção e preservação dos recursos hídricos. Acresce, ainda, o facto de vários cursos de água e valas de drenagem natural terem sido desviados do seu traçado natural com profundas alterações ou destruição dos ecossistemas existentes e agravamento das condições de drenagem das águas fluviais e pluviais, por redução do tempo de retenção das águas em períodos de maior pluviosidade, principalmente nas zonas de expansão urbanística e de novas acessibilidades.

Foi neste contexto, e visando a requalificação e ordenamento das bacias hidrográficas dos Rios Cávado e Neiva e dos cursos de água da orla marítima, que o município de Esposende decidiu avançar com a elaboração de um Plano Director da Rede Hídrica (PDRH), que contempla diversas medidas de protecção, recuperação e valorização do meio hídrico, numa estratégia integrada de requalificação ambiental. Este documento define um conjunto de medidas a implementar no sentido de preservar, reabilitar e requalificar a rede hídrica do concelho de Esposende, bem como potenciar alguns locais associados aos cursos de água, na perspectiva do lazer e outras actividades associadas à água.

Sem prejuízo da inestimável mais valia que tal documento representa, designadamente as estratégias de intervenção nele preconizadas, foi entendimento que seria pertinente alargar-se ainda o seu âmbito, pelo que, visando uma intervenção sistemática e integrada no âmbito da gestão da rede de infraestruturas municipais de drenagem de águas pluviais, foi celebrado um protocolo de delegação de competências entre a Câmara Municipal de Esposende e a Esposende Ambiente, EEM. De facto, sendo competência da empresa a gestão da rede de drenagem de águas residuais, as economias de gama e, até, de escala, bem assim como a existência de meios e recursos mais ajustados, ditaram a assunção desta estratégia e o desenvolvimento, desde logo, de trabalhos em concreto neste domínio.

Definiram-se medidas estruturais que envolvem intervenções físicas que têm por objectivos essenciais a melhoria das condições de escoamento e a recuperação e valorização de zonas degradadas, quer nas redes de drenagem, quer nos espaços canais da rede hidrográfica do concelho. As tipologias destas intervenções são de Recuperação e Valorização e de Limpeza e Conservação, incidentes sobre as redes construídas e sobre o leito e margens dos cursos de água da rede hidrográfica do concelho que evidenciam

problemas, principalmente em espaços urbanos e em zonas de expansão, em que será possível, em princípio, abranger áreas para além da faixa do Domínio Público Hídrico. São também aplicáveis, em contexto rural, aos troços da rede hidrográfica que evidenciam problemas ao nível de um ou de diversos componentes do "sistema rio".

As medidas não estruturais incidem na gestão ao nível da bacia ou sub-bacia hidrográfica, no sentido de salvaguardar e controlar a quantidade e a qualidade da água e as condições de erosão, transporte e deposição de sedimentos. Enquadram-se neste tipo de medidas um conjunto de orientações regulamentares, especialmente direccionadas para a protecção do meio hídrico, que se pretende vir a gradualmente incluir nos regulamentos municipais já existentes, tendo em consideração:
- a atenção que deve merecer no planeamento e na gestão do território municipal;
- a análise de impactos no meio hídrico nos actos decisórios de âmbito urbanístico;
- o estabelecimento de normas que visem controlar a poluição doméstica e industrial;
- a monitorização da qualidade da água;
- a sensibilização ambiental para a protecção dos recursos hídricos
- a gestão integrada de interesses públicos e dos privados.

Como conclusão, a recente transferência de competências ao nível da gestão da rede de infraestruturas municipais de drenagem de águas pluviais da Câmara Municipal de Esposende para a Esposende Ambiente, bem como a concentração de toda a vertente ambiental do município na referida empresa, é tida como uma oportunidade de melhoria na gestão dos recursos hídricos do município, pretendendo-se levar a cabo um trabalho sistemático de actualização de cadastro, regularização de situações problemáticas e melhoria dos sistemas hídricos, numa estratégia de melhoria geral da qualidade de vida e de valorização ambiental, aspectos que têm merecido especial atenção e reconhecidos esforços por parte do Município de Esposende, numa assumida postura proactiva e de sustentabilidade.

(1) Eng.º Ambiente, Director do Departamento de Ambiente e Serviços Urbanos, Esposende Ambiente, EEM. T: 253 969 380; F: 253 969 385; pedro.capitao@esposendeambiente.pt
(2) Eng.ª Civil, Directora do Departamento Técnico e de Exploração, Esposende Ambiente, EEM. T: 253 969 380; F: 253 969 385; marta.fernandes@esposendeambiente.pt
(3) Eng.ª Biológica, Presidente do Conselho de Administração, Esposende Ambiente, EEM. T: 253 969 380; F: 253 969 385; alexandra.roeger@esposendeambiente.pt

PLANOS DE OPTIMIZAÇÃO ENERGÉTICA DE SISTEMAS ELEVATÓRIOS DE ÁGUAS RESIDUAIS

Pedro LEITE[1]; Eduardo VIVAS[2]; Paulo MONTEIRO[3]; Luís TENTÚGAL VALENTE[4]

RESUMO

Em sistemas elevatórios de águas residuais o consumo de energia representa um custo significativo do seu ciclo de vida. No entanto, o processo de dimensionamento é habitualmente centrado na resposta satisfatória ao caudal máximo de horizonte, podendo originar uma operação irregular e ineficiente em situações de menores afluências. A optimização do binómio capacidade de bombeamento/ caudais afluentes permite incrementar o nível global de eficiência dos grupos electrobomba, bem como reduzir a perda de carga e consequentes consumos de energia.

O presente trabalho debruça-se sobre o desenvolvimento de planos de optimização energética de sistemas elevatórios de águas residuais, para definição da(s) melhor(es) solução(ões) técnica(s) e económica(s) de redução do consumo de energia e análise dos investimentos face às condições de funcionamento – altura geométrica e variação no tempo dos caudais afluentes.

Serão exemplificadas as fases principais para elaboração e estruturação desses planos: (i) caracterização inicial, recolhendo os dados necessários; (ii) avaliação dos sistemas, utilizando uma ferramenta de simulação (Pump3E); (iii) identificação de soluções de optimização, analisando as respectivas vantagens e desvantagens; (iv) planeamento de acções, de acordo com o potencial de redução e graus de intervenção e investimento pretendidos; e (v) acompanhamento, estabelecendo os indicadores de avaliação do processo de optimização.

Palavras-chave (ordem alfabética): avaliação económica, avaliação energética, condições de funcionamento, planeamento de acções, soluções de optimização.

[1] Engenheiro Civil, SMARTIVE, Lda , pedro.leite@smartive.net
[2] Engenheiro Civil, SMARTIVE, Lda , eduardo.vivas@smartive.net
[3] Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil, FEUP
[4] Engenheiro Civil, NORAQUA – Consultores de Engenharia, Lda, luisvalente@noraqua.pt

1. INTRODUÇÃO

Os sistemas elevatórios são utilizados para diversos fins, desde simples utilizações domésticas, a situações de maior dimensão como utilizações agrícolas, industriais ou em sistemas públicos de abastecimento de água ou de drenagem de águas residuais. A este facto acresce a relevância dos custos de consumo de energia durante o seu ciclo de vida, representando, muitas vezes, o valor mais significativo. No caso de sistemas de grande dimensão, como os integrados em redes públicas de água ou saneamento, esta variável pode mesmo variar entre os 40% e os 90% do custo total (DOE *et al*, 2001; Veness, 2007).

A maximização da eficiência energética revela-se essencial neste, como noutros domínios, devido, não só à tendência crescente do custo da energia (EUROSTAT, 2009), mas também a questões ambientais (IRAR, 2009), pela necessidade de redução da dependência energética e da emissão de gases de efeito de estufa, resultantes da produção de energia.

Por outro lado, as entidades gestoras do sector de serviços de águas em Portugal são avaliadas, desde 2005, segundo um conjunto de indicadores (IRAR&LNEC, 2004;) cujos resultados são publicados num relatório anual de avaliação, o RASARP (ERSAR, 2009). Actualmente, o principal indicador, nesta matéria, é o de utilização de recursos energéticos [kWh/m^3 de água facturada], embora, na proposta de segunda geração do sistema de avaliação da qualidade do serviço prestado aos utilizadores (ERSAR&LNEC, 2009), esse indicador deverá passar a avaliar, directamente, a eficiência energética das instalações elevatórias (kWh/(m^3.100m), reforçando a necessidade de optimização das mesmas.

Assim, para aprofundar o estudo da eficiência energética de sistemas elevatórios de águas residuais será necessário conhecer a fundo o funcionamento dos mesmos, bem como todos os custos que este tipo de sistemas envolve no seu ciclo de vida útil. Com base nestes elementos será possível identificar o potencial de optimização energética, bem como a(s) solução(ões) de optimização técnica(s) e económica(s) mais adequadas às características dos sistemas em causa, às solicitações actuais e futuras, e ao grau de intervenção/ investimento pretendido pelas entidades responsáveis. Tendo por objectivo a análise prévia da rentabilização de investimentos, face ao potencial de redução dos consumos de energia, o presente trabalho debruça-se sobre o desenvolvimento de planos de optimização energética em sistemas elevatórios de águas residuais. Para isso serão descritos, no ponto 2, os conceitos de base subjacentes a todo o processo de optimização energética de estações elevatórias de águas residuais e exemplificado, no ponto 3, com o auxílio de um caso de estudo, como se poderá desenvolver um plano deste género, relatando as fases principais para a estruturação e desenvolvimento do mesmo.

2. OPTIMIZAÇÃO ENERGÉTICA DE ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS DE ÁGUAS RESIDUAIS

Em qualquer grupo electrobomba existe um ponto de funcionamento que representa o máximo de eficiência, seja em termos de consumos de energia, seja em fiabilidade do grupo, o BEP – *Best Efficiency Point* (Figura 1) que, por definição, corresponde ao ponto de optimização das leis de conservação de energia no conjunto impulsor/voluta e ao ponto de rendimento máximo do motor eléctrico (DOE&HI, 2006). Idealmente todos os sistemas

deveriam operar na vizinhança desse ponto. Porém, apesar de ser possível estimar com considerável rigor as necessidades de caudal e pressão a garantir pelo sistema elevatório, são habitualmente introduzidas, no processo de dimensionamento, margens de segurança bastante alargadas, levando a que o sistema funcione longe desse BEP (Kumar, 2009).

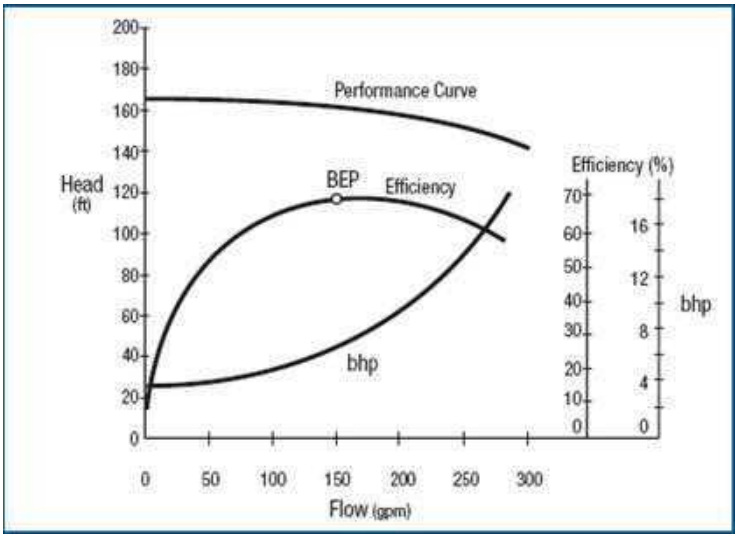


Figura 1- Representação do BEP para uma bomba centrífuga (DOE&HI, 2006)

De igual forma, em situações onde se verifica uma variação relevante do caudal afluente, como é o caso dos sistemas de drenagem de águas residuais, a eficiência energética dependerá, sobretudo, da capacidade de adaptação do sistema às necessidades de bombeamento (Leite *et al*, 2010). No entanto, o seu dimensionamento é habitualmente centrado na resposta satisfatória ao caudal máximo no ano horizonte do equipamento, levando a que estes operem de forma bastante irregular e ineficiente em situações de menor afluência. Essa situação, frequente, pode verificar-se durante períodos de tempo bastante significativos no ciclo de vida dos mesmos. Como as perdas de carga do sistema aumentam segundo uma relação de segundo grau com o caudal, um funcionamento do sistema acima das necessidades reais de elevação implica, também, um consumo desnecessário de energia (HI&PSM, 2008). A optimização da capacidade de bombeamento do sistema face aos caudais afluentes permitirá aumentar o nível global de eficiência dos grupos electrobomba (variável com o regime de funcionamento) e reduzir as perdas de carga.

A avaliação de soluções de optimização deverá basear-se em indicadores específicos que permitam traduzir a melhoria de eficiência do sistema no que toca ao consumo de energia. Dois dos indicadores mais adequados para o efeito são o *Energy Efficiency Rating* (EER) e o custo diário de energia (€/dia) (Leite *et al*, 2010). De facto, o EER (1) corresponde a um parâmetro teórico de avaliação do comportamento energético, com o objectivo de facilitar a comparação de diferentes soluções de eficiência. Este parâmetro permite aferir a discrepância entre as perdas de carga mínimas do sistema, considerando uma bombagem teórica e contínua do caudal afluente e as perdas de carga reais, face aos caudais de bombeamento do sistema. Quanto mais próximo de 100%, maior a eficiência do sistema.

EER (%) = H manométrica teórica x Q afluente / (H manom. real x Q bombeado) x 100 (1)

Em que:

H manom. teórica = Altura manométrica, em cada instante, de acordo com o diagrama de caudais afluentes;

Q afluente = Caudal afluente à estação elevatória, em cada instante;

H manom. real = Altura manométrica, em cada instante, para o caudal bombeado real;

Q bombeado = Caudal realmente bombeado pela estação elevatória, em cada instante.

O custo de energia diário resulta, por sua vez, da potência dispendida (kWh) por cada grupo em funcionamento, individualmente ou em paralelo, ao longo do período de simulação.

No caso de aumento do custo de energia diário entre duas soluções, tal poderá dever-se a um aumento de perdas de carga injustificadas, visível num aumento simultâneo do EER, ou por o sistema apresentar pontos de funcionamento mais afastados do BEP de cada grupo electrobomba, reduzindo a eficiência energética do sistema global (Leite *et al*, 2010).

Partindo de uma base de avaliação como a descrita, justifica-se o recurso a ferramentas informáticas flexíveis de modo a simular o comportamento dos sistemas, em condições actuais ou previstas, bem como o teste e avaliação de soluções de optimização incluindo a estimativa de melhorias de eficiência. No presente trabalho é utilizada uma ferramenta desenvolvida para o efeito, Pump3E - *Pump Energy Efficiency Evaluation* (Figura 2), que permite a simulação do comportamento diário de um sistema elevatório e a avaliação de eficiência energética, tendo como principais funcionalidades (Leite *et al*, 2010):

- Definição de diferentes cenários de caudais afluentes;
- Modelação dos diversos componentes de um sistema elevatório, incluindo o efeito de regulação do poço e o arranque/paragem dos grupos, de acordo com níveis definidos pelo utilizador;
- Selecção de um ou vários grupos electrobomba, iguais ou distintos, possibilitando a definição das curvas características e de eficiência;
- Cálculo das perdas de carga contínuas e localizadas para cada ponto de funcionamento;
- Simulação do funcionamento do sistema, em intervalos de 60 s, permitindo a avaliação da evolução contínua de diversas variáveis;
- Definição dos parâmetros de eficiência energética, EER (*Energy Efficiency Rating*) e custo diário de energia.

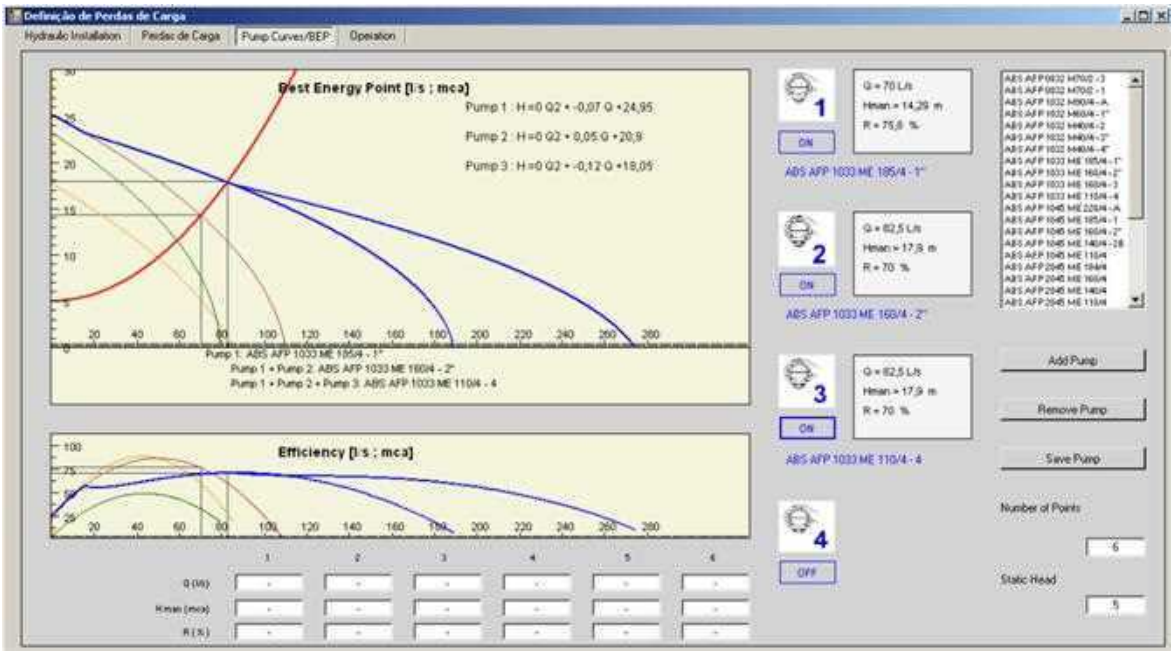


Figura 2 – *Pump 3E* - Módulo de selecção dos grupos electrobomba, com apresentação das curvas características dos grupos e definição dos pontos de funcionamento

Existem diversas soluções técnicas que podem ser consideradas para aumentar a relação custo/benefício do sistema, aumentando a eficiência de utilização de energia, como é o caso da instalação de variadores de velocidade, do escalonamento de bombas em paralelo, entre outras. Algumas dessas soluções são especialmente orientadas para a optimização de sistemas já em funcionamento, outras, mais adequadas ao dimensionamento de novos sistemas. Não obstante, as características de cada sistema elevatório são únicas, levando a que as soluções de optimização mais adequadas dependam da situação em causa e dos objectivos/ limitações a que cada sistema pode estar sujeito, justificando-se, desde logo, um estudo mais detalhado desta matéria.

Por outro lado, atendendo à estrutura empresarial do sector, o objectivo primordial deverá ser o de garantir uma elevada rendibilidade (a curto e longo prazo) dos investimentos efectuados, através de uma maximização da eficiência de todos os equipamentos em funcionamento (enquanto activos da empresa). Nesse contexto, a avaliação final das soluções de optimização deverá ser levada a cabo do ponto de vista económico recorrendo, no caso do dimensionamento de novos sistemas, à estimativa dos custos do ciclo de vida e, em sistemas já existentes, à avaliação do investimento para a intervenção de optimização, considerando que os ganhos de eficiência passíveis de serem obtidos (redução do consumo de energia e custos associados) corresponde ao retorno do mesmo (HI&PSM, 2008).

Assim, atendendo (i) ao potencial de optimização deste tipo de sistemas, (ii) ao tipo de análise em causa, (iii) às especificidades de cada sistema elevatório, (iv) às diferentes soluções técnicas disponíveis ou ainda (v) à necessidade de uma avaliação económica cuidada das intervenções em causa, torna-se especialmente apropriada a elaboração de planos para a optimização energética de sistemas elevatórios de águas residuais. De forma a demonstrar as principais potencialidades e vantagens do desenvolvimento e

implementação deste tipo de planos, em especial em sistemas já existentes, serão apresentados, com o auxílio de um caso exemplo, os principais objectivos e fases de desenvolvimento na elaboração dos mesmos.

3. PLANO DE OPTIMIZAÇÃO ENERGÉTICA

Face ao anteriormente exposto, a mera avaliação da factura de energia consumida pelo equipamento, atendendo ao volume efectivamente bombeado, a quantificação do número de arranques que se verificam ao longo do dia, a verificação de ruído nas tubagens, bem como a ocorrência de um número elevado de avarias por desgaste excessivo do equipamento, poderão constituir sinais de ineficiência e alertar para a necessidade de implementação de medidas correctivas (HI&PSM, 2008). Além disso, face ao exposto no ponto 2, apresentam-se com forte potencial de optimização os sistemas sobredimensionados para a população efectivamente servida e os integrados em zonas com significativas variações de caudal afluente, como é o caso das redes unitárias e dos sistemas localizados em orlas marítimas.

Em qualquer situação potencialmente relevante, o desenvolvimento de planos específicos de optimização energética permitirá um estudo específico e uma sistematização de todo o processo de avaliação, com o objectivo de definir a(s) melhor(es) solução(ões) de optimização, quer do ponto de vista técnico, quer económico e atendendo às características de instalação e de funcionamento dos mesmos, bem como a possíveis objectivos de investimento. Para melhor demonstrar a utilidade e as potencialidades dos planos de optimização, específicos para estes sistemas, será descrito o processo de aplicação a um caso de estudo, nomeadamente à estação elevatória de Afife, integrada no sistema de drenagem da Gelfa, sob responsabilidade da empresa Águas do Noroeste, S.A.

As principais fases de desenvolvimento de um plano de optimização energética, a descrever e analisar mais detalhadamente em seguida, são: (i) a fase de caracterização inicial, onde são identificados os dados de base necessários; (ii) a fase de avaliação dos sistemas, salientando as vantagens e potencialidades de utilização de uma ferramenta informática de simulação desenvolvida para o efeito (Pump3E – *Pump Energy Efficiency Evaluation*); (iii) a fase de identificação de possíveis soluções de optimização, onde serão analisadas as respectivas vantagens e desvantagens e potencial redução dos consumos de energia; (iv) a fase de planeamento de acções, incluindo a definição de um plano de investimentos a curto e a longo prazo, de acordo com os graus de intervenção pretendidos e a eficiência passível de ser conseguida; e (v) a fase de acompanhamento do plano, onde serão estabelecidos os principais indicadores e métodos de avaliação dos resultados do processo de optimização.

3.1 Fase de caracterização inicial

Nesta fase inicial é efectuada uma caracterização dos sistemas elevatórios de águas residuais integrados num determinado sistema de drenagem de águas residuais de modo a ser possível identificar potenciais pontos críticos e orientar a recolha dos dados de base para a avaliação desses sistemas (PSM, 2007). Este processo deverá ter por base uma reunião de arranque do projecto, com apresentação, pela equipa de desenvolvimento, dos principais passos a seguir na elaboração do plano e onde serão também designados os

elementos da entidade gestora que ficarão responsáveis pelo acompanhamento de todo o processo. Esta reunião irá, ainda, servir à primeira recolha de dados, nomeadamente: (i) um esquema do sistema geral de drenagem, com identificação das principais características (desnível geométrico, caudal e potência) dos sistemas elevatórios existentes, bem como (ii) uma quantificação dos consumos de energia, idealmente mensais, e as tarifas do fornecimento de energia eléctrica (eventualmente a partir das facturas emitidas pela entidade responsável por esse fornecimento). Com base nessa informação, poderão ser identificados potenciais pontos críticos de optimização, a discutir numa segunda reunião de trabalho. Após selecção final dos sistemas a avaliar, serão solicitados os dados de base a recolher para uma avaliação mais detalhada dos mesmos, tais como a data de entrada em funcionamento, dados de consumo de energia, idealmente desde o início de operação do sistema, características mecânicas dos equipamentos, incluindo especificações de projecto, potência, curvas de funcionamento, dados do fabricante, etc, bem como registos de caudais e pressões, caso existam, de avaliações anteriores aos sistemas em causa. Esta fase será finalizada com a formalização, pela equipa de projecto, de um plano de trabalhos da avaliação a desenrolar.

Obviamente é apresentado um faseamento considerando a selecção de pontos críticos nos sistemas como avaliação prioritária, embora todos os sistemas elevatórios possam ser alvos de melhorias até porque, em muitas situações, o seu real funcionamento pode diferir significativamente das características estipuladas em projecto.

No presente caso de estudo, a estação elevatória de Afife é composta por um grupo electrobomba activo e um segundo de reserva, funcionando num esquema de alternância, modelo WILO-EMU/FA10.98370ZT242-4/29. De acordo com o projecto de execução o sistema elevatório apresenta as seguintes características (Tabela 1):

Extensão da Conduta elevatória	799 m
Material	PVC Φ 200 (6Kg/cm2)
Caudal Máximo de Bombagem	32 l/s (115,2 m^3/h)
Desnível geométrico	32,4 m
Altura manométrica mínima	37,1 m
Altura manométrica máxima	38,6 m

Tabela 1 – Características do sistema elevatório de Afife, sistema de drenagem da Gelfa (Águas do Noroeste, S.A.)

3.2 Fase de avaliação da situação actual dos sistemas

Ainda na fase de caracterização inicial deverá ser definida uma visita ao local, idealmente durante o período de operação dos mesmos e com acompanhamento de pessoal responsável pela operação e manutenção do sistema (PSM, 2007). Essa visita dará início à fase de avaliação dos sistemas e pressupõe uma análise da degradação dos equipamentos, da existência de ruídos/ vibrações que possam sugerir um funcionamento anormal do mesmo e ainda uma confirmação dos dados de projecto recolhidos, nomeadamente através

de análise visual dos diferentes elementos do sistema elevatório e atendendo a eventuais dísticos/placas com indicação das características dos equipamentos. Além disso, como os três factores principais com influência no consumo energético são o caudal, a altura manométrica e a eficiência/potência do grupo electrobomba (Kumar, 2009), a avaliação do sistema deverá assentar numa caracterização o mais rigorosa possível da situação actual destes parâmetros. Assim, deverão ser obtidos dados de caudais, correspondentes pressões, tempo de funcionamento dos grupos e de consumos de energia. Essas medições deverão ser efectuadas, no mínimo, em cadência horária e desenrolar-se ao longo de vários dias e, idealmente, em diferentes períodos do ano. No caso do equipamento não possuir elementos de medição instalados, deverá ser definido um procedimento específico de monitorização, com estipulação dos dados a obter, tipo de medidores a instalar, locais de medição, período de monitorização e rotina de obtenção de dados mínima necessária. Com estes valores será possível caracterizar, de forma mais fidedigna, o real funcionamento do sistema, servindo ainda à validação dos elementos de projecto e à calibração da simulação com uma ferramenta informática como, no caso presente, a Pump 3E. Esta fase será concluída com a entrega de um relatório de caracterização da situação actual e identificação dos principais factores de consumo excessivo de energia.

Para o caso da estação de Afife foram registados dados decorrentes da avaliação no período de 30/07/2010 a 12/08/2010 para caudais afluentes (Figura 3) e no período de 06/08/2010 a 12/08/2010 para as pressões correspondentes (Figura 4).

O medidor de caudal encontra-se instalado na conduta elevatória, realizando medição instantânea, sendo o envio de informação para o *datalogger* efectuado numa base horária. A definição dos caudais afluente é composta pela integração dos valores bombeados. Embora esta abordagem não permita detalhar a variação do caudal entre registos, tendo em atenção o efeito de amortecimento devido ao poço de bombagem, incorporado no processo de modelação, pode-se considerar que esta definição é suficiente.

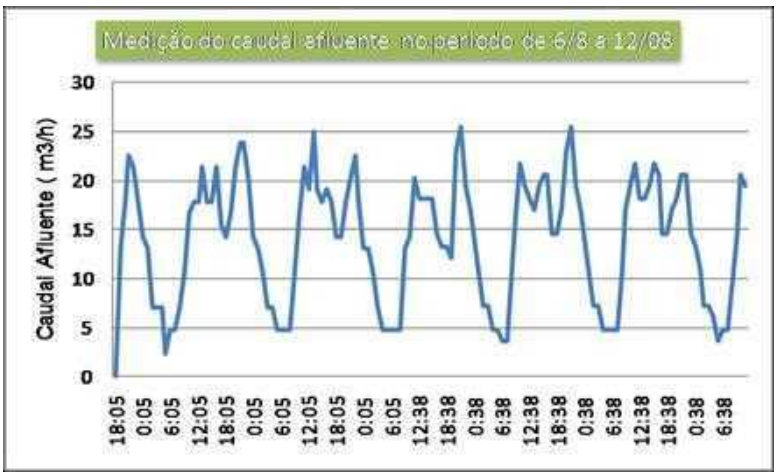


Figura 3 – Registo de caudal na estação elevatória de Afife no período de 6/8 a 12/8.

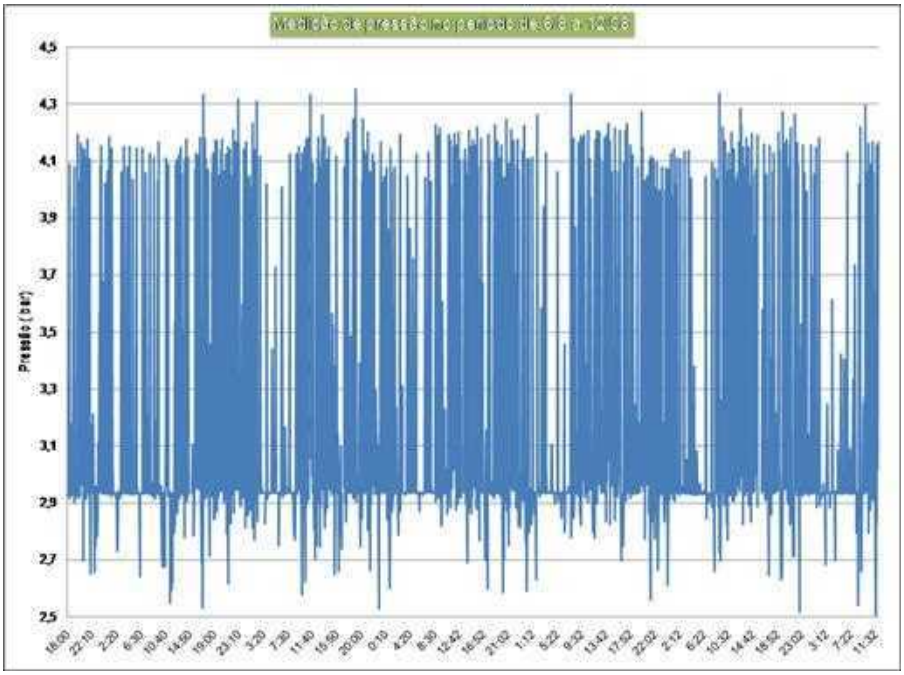


Figura 4 – Registo de pressão na estação elevatória de Afife no período de 6/8 a 12/8.

Assim, da análise dos dados anteriores, é possível verificar a existência de dois patamares de pressão, o primeiro, correspondente à situação estática, ligeiramente acima de 2.9 bar e o segundo, com o sistema em funcionamento, por volta de 4.0 bar. Além disso, por medição do caudal instantâneo, com a estação em funcionamento, foi possível aferir o caudal de bombagem, sendo, actualmente, cerca de 86,5 m^3/h (24,0 l/s). Em termos genéricos, atendendo ao tempo de funcionamento do sistema, o volume bombeado por dia ronda os 326 m^3, com um consumo de energia diário de 113 KWh. Com estes dados, considerando uma tarifa de 0,09 €/KWh o custo com o consumo de energia, na situação actual, atinge os 10,2 €/dia.

Nesta fase é possível concluir, com base nos dados adquiridos e no período em análise:

- O sistema elevatório apresenta uma capacidade cerca de três vezes superior ao valor máximo de caudal afluente em tempo seco (critério usual de dimensionamento);
- A relação entre H_{man}/H_{geo} é de aproximadamente 1,3 implicando um potencial teórico de optimização por redução das perdas de carga de, no máximo, 30%;
- O EER da estação elevatória para a situação actual é de 78%.

3.3 Fase de identificação das soluções de eficiência

Após toda a fase de caracterização e avaliação da situação actual do sistema, é possível identificar as soluções de optimização que, tecnicamente, são aplicáveis ao sistema em causa. A avaliação da melhor solução técnica e económica passará pela análise das características dos grupos electrobomba, de modo a respeitar a capacidade máxima do

sistema, bem como do funcionamento do sistema global (grupo(s) electrobomba, tubagens e demais componentes) segundo uma abordagem de avaliação de caudais de entrada e de saída e do correspondente desempenho dos grupos electrobomba, ao longo do período diário, com vista à optimização energética da totalidade do sistema. As opções mais indicadas irão forçosamente depender da situação específica que está em causa. Porém, de forma genérica, poderá ser considerado que as principais soluções se resumem a (i) substituição por bombas mais eficientes, (ii) instalação de bombas de pequena capacidade ou *Pony Pumps*, (iii) redução do diâmetro do impulsor ou (iv) instalação de variadores de velocidade ou *Variable Frequency Drives* (VFD).

3.3.1 Substituição por bombas mais eficientes

Em determinadas situações, os equipamentos podem estar degradados e/ou desadequados às necessidades do sistema, apresentando um funcionamento bastante irregular, justificando-se a sua substituição por equipamentos mais eficientes. A adopção desta solução pode ser mais vantajosa em sistemas com consumos de energia bastante elevados e, especialmente, em situações de reformulação/ reabilitação do sistema elevatório existente. Nesse caso poderá ainda considerar-se a opção de escalonamento de bombas em paralelo, uma vez que permitirá uma maior flexibilidade de operação, devido aos múltiplos pontos de funcionamento, e uma optimização da relação entre caudais afluentes e caudais bombeados, reduzindo significativamente as perdas de carga do sistema. Além disso, do ponto de vista da optimização energética, a existência de múltiplos pontos de funcionamento tornam mais fácil a selecção de grupos que funcionem mais próximos dos BEP respectivos (DOE & HI, 2006; HI & PSM, 2008). A diminuição do número de arranques e de paragens do sistema elevatório também não deve ser menosprezada, pois terá influência tanto na fiabilidade do grupo electrobomba, como nos consumos de energia, tendencialmente mais elevado nos momentos de arranque.

3.3.2 Bombas de pequena capacidade (*Pony Pumps*)

A instalação de grupos electrobomba de pequena capacidade, poderá ser equacionada para o bombeamento de valores mais baixos de caudais afluentes que, normalmente, representam um período de tempo considerável ao longo do dia. Com este tipo de solução é possível conseguir uma redução bastante significativa das perdas de carga no sistema, bem como o número de arranques e paragens do grupo electrobomba de maior capacidade (DOE & HI, 2006; HI & PSM, 2008).

3.3.3 Redução do diâmetro do impulsor

O processo de redução do diâmetro do impulsor tem como objectivo uma redução da energia fornecida ao fluido pelo grupo electrobomba, sem alterar as características e comportamento do motor eléctrico. O processo de optimização do impulsor corresponde a uma translacção na curva pressão/caudal representativa do funcionamento do grupo, tal como demonstrado na Figura 5, conseguindo-se a redução das perdas de carga, bem como um funcionamento mais próximo das necessidades do sistema (DOE & HI, 2006).

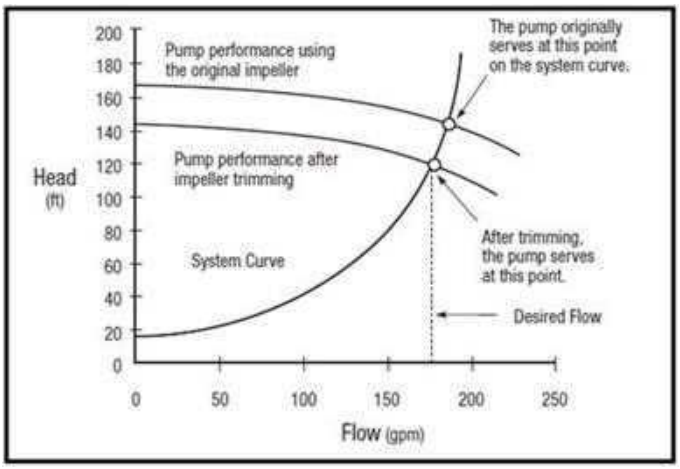


Figura 5 - Efeito do diâmetro do impulsor no ponto de funcionamento (DOE & HI, 2006)

3.3.4 Instalação de variadores de velocidade (VFD)

Este equipamento apresenta um funcionamento próximo do ideal em sistemas dominados pelas perdas de carga, permitindo a alteração do ponto de funcionamento, mantendo elevada eficiência mecânica, por deslocação do ponto de funcionamento ao longo da curva da instalação na direcção das curvas de iso-eficiência (Figura 6). Assim, além de facilitar a adaptação do caudal bombeado às necessidades do sistema, é ainda possível reduzir as perdas de carga totais do sistema (DOE *et al*, 2004; HI & PSM, 2008).

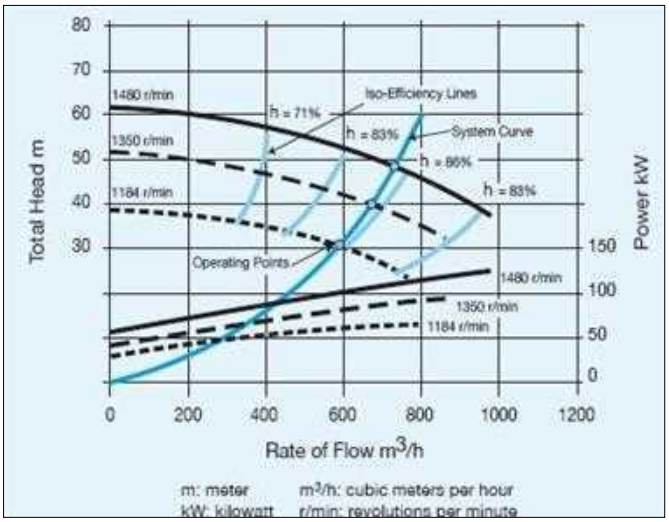


Figura 6- Variação do ponto de funcionamento de um sistema elevatório segundo as curvas de iso-eficiência de um grupo electrobomba com variador de velocidade (DOE *et al*, 2004)

A fase de identificação destas soluções deverá ser concluída com a apresentação de um relatório completo, descrevendo as principais vantagens e desvantagens das hipóteses

testadas, incluindo os resultados da sua análise, a comparação face à situação actual do sistema, reduções do consumo de energia e os custos totais que cada solução acarreta.

A análise do funcionamento do sistema elevatório verificou que independentemente do ponto de funcionamento do sistema elevatório não apresentar um desvio significativo do definido teoricamente, o rendimento real apresenta uma redução acentuada, de 58% para cerca de 32%. (Tabela 2). Tal dever-se-á, muito provavelmente, a uma degradação dos impulsores instalados, situação comum em sistemas de drenagem de águas residuais.

	WILO FA 10.78Z – Φ370	
	IMPULSOR ACTUAL	SUBSTITUIÇÃO DO IMPULSOR
Q (l/s)	24,03	28,8
Hman (mca)	42	46
R (%)	32,8	58
Custo diário (€/dia)	11,38	7,06 **(- 38%)**
EER (%)	78	71

Tabela 2 – Comparação das características de funcionamento da estação de Afife medidas na situação actual e considerando os valores teóricos para o mesmo diâmetro de impulsor.

A substituição do impulsor instalado implica um natural aumento do caudal bombeado, e consequentemente da variável EER. Contudo, o aumento da eficiência apresenta uma contribuição significativa na optimização energética, tendo em atenção que se trata de um sistema essencialmente controlado pela componente estática (desnível geométrico).

Apesar de ser possível obter uma poupança no consumo de energia com a substituição dos impulsores, foram ainda analisadas as seguintes soluções de optimização: (i) instalação de uma bomba de pequena capacidade, (ii) alteração do diâmetro do impulsor e (iii) variação de velocidade por instalação de um variador de frequência.

No caso da bomba de pequena capacidade foi considerada a instalação de um modelo de outro fabricante, ABS XFP 80E CB1 50 Hz PE110/2 - E - 50 Hz, cujas características se ajustam de forma mais adequada às solicitações do sistema de Afife. Este grupo electrobomba apenas deverá funcionar nas situações de menor afluência, dando lugar ao funcionamento dos actuais grupos electrobomba, nas restantes situações. Os resultados obtidos encontram-se sumariados na Tabela 3.

	Φ370
Q (l/s)	10,0
Hman (mca)	34,5
R (%)	40
Custo diário (€/dia)	7,68 **(-33%)**
EER (%)	95

Tabela 3 – Características de funcionamento considerando a instalação de uma bomba de pequena capacidade (comparação com a situação actual)

A eficiência desta solução apresenta-se limitada pelos equipamentos existentes no mercado. É importante ter em atenção que a estação elevatória apresenta uma altura manométrica significativa para um caudal reduzido. Assim, na situação em análise, reduzindo o caudal, é efectuada uma transposição do funcionamento dos equipamentos para zonas de baixo rendimento, limitando consideravelmente esta solução, face aos equipamentos existente e à preponderância do desnível geométrico face às perdas de carga.

Por outro lado, para a alteração do diâmetro do impulsor, foram analisadas as seguintes hipóteses: Alteração de Φ 370 para Φ 350 e ainda para Φ 330. Os resultados obtidos encontram-se resumidos na Tabela 4.

	WILO FA 10.78Z		
	Φ370	Φ350	Φ330
Q (l/s)	10,0	24,0	18,0
Hman (mca)	46,0	42,0	38,0
R (%)	58	41	35
Custo diário (€/dia)	7,06 **(-38%)**	9,03 **(-21%)**	9,67 **(-15%)**
EER (%)	71	78	86

Tabela 4 – Características de funcionamento considerando a alteração do diâmetro do impulsor (reduções de custo avaliadas face à situação actual).

Como é possível observar a redução das perdas de carga, visível no aumento do parâmetro EER, é contrabalançada pela redução do rendimento, diminuindo a eficiência energética.

No que toca ao variador de velocidade, não faz sentido considerar a sua instalação num equipamento com o impulsor num elevado estado de degradação, razão pela qual se considerou a instalação do conversor de frequência ABB AS550 22 kW, admitindo, desde logo, a substituição dos impulsores por novos do mesmo diâmetro. Os resultados finais são apresentados na Tabela 5.

	WILO FA 10.78Z - Φ370					
Velocidade de rotação (rpm)	1450	1377	1305	1232	1160	1087
Q (l/s)	28,8	25,2	22,9	19,5	15,8	9,0
Hman (mca)	46,0	43	41	38,8	36,5	34,8
R (%)	58	57,5	56,0	46,0	42,0	30,0
Custo diário (€/dia)	7,06	6,66 **(- 6 %)**	6,52 **(- 8 %)**	7,51 **(+ 6%)**	7,74 **(+ 10%)**	7,74 **(+ 46%)**

Tabela 5 – Características de funcionamento (a diferentes rotações) considerando a instalação do variador de frequência e substituição dos impulsores actuais.

O potencial de optimização apresenta o seu valor máximo para a variação de 10% da rotação (1305 rpm). Para rotações mais baixas, o consumo de energia acaba por ser superior, uma vez que, apesar de os caudais bombeados serem reduzidos, baixando as perdas de carga, o rendimento do equipamento é, também, consideravelmente inferior,

fazendo disparar o consumo final de energia. A optimização energética associada à instalação dos variadores de velocidade pode ser extrapolada para o cenário actual (sem substituição dos impulsores existentes), rondando uma redução de aproximadamente 10%.

3.4 Fase de planeamento das intervenções de optimização

Identificadas as principais soluções técnicas aplicáveis à situação em causa, a avaliação de novos investimentos a realizar sobre um equipamento já existente, deverá ser efectuada considerando que a redução anual dos custos de energia, corresponde a um retorno anual que permite amortizar o investimento. Nesse sentido, poderá considerar-se a avaliação de diferentes soluções segundo variáveis auxiliares como o *Payback* simples ou o Índice de Rendibilidade (IRP), que permitem avaliar o grau de rendibilidade do projecto em causa, por cada euro de capital investido (HI&PSM, 2008; Leite *et al*, 2010).

Através deste tipo de avaliação económica será possível efectuar comparações entre as diferentes soluções e obter uma indicação das melhores soluções do ponto de vista económico. Em conjunto com os dados constantes do relatório da fase anterior, a avaliação económica dos investimentos auxiliarão a discussão, com os responsáveis da entidade gestora, da(s) opção(ões) a considerar para a optimização do sistema elevatório em causa. De igual forma deverão ser discutidos e analisados os objectivos de investimento e de intervenção na mesma, permitindo a construção de um planeamento financeiro adequado, e eventual faseamento no tempo, no caso, por exemplo, da consideração de múltiplas intervenções de optimização. Além disso, a maior ou menor importância do funcionamento contínuo da estação elevatória, bem como a necessidade de acautelar alternativas à operação do sistema poderão ser factores igualmente importantes no planeamento da(s) intervenção(ões) em causa.

No caso da estação de Afife, surgem resumidas na Tabela 6 a avaliação de cada uma das soluções de optimização analisadas, segundo o período de retorno do investimento sendo considerado que a taxa de crescimento do custo de energia é sensivelmente idêntica à taxa de inflação.

Solução de optimização		**Investimento Inicial (€)**	**Poupança Anual (€)**	***Payback* (anos)**
Substituição do impulsor Φ 370		6400	1577	4,05
Alteração do diâmetro do impulsor	*Φ350*	6400	857	7,46
	Φ330	6400	626	10,21
Instalação do conversor de frequência		6480	415	15,60
Instalação de bomba de pequena capacidade		5380	1375	3,91

Tabela 6 – Avaliação económica das alternativas de optimização da estação de Afife

Como se pode verificar pelos resultados obtidos, a solução mais vantajosa economicamente, é a de instalação de uma bomba de pequena capacidade. Não obstante,

uma vez que a diferença face à simples substituição dos impulsores é muito reduzida, com um grau de intervenção bastante inferior na estação elevatória, poderá ser mesmo a opção técnica e economicamente mais indicada para a optimização da estação de Afife.

3.5 Fase de avaliação e acompanhamento do plano

A avaliação, em operação, da(s) solução(ões) de optimização aplicada(s) irá permitir aferir a real redução dos consumos de energia da estação elevatória e, consequentemente, dos custos operacionais de energia. Para isso, deverão ser acautelados, logo desde a fase de planeamento, o acompanhamento a assegurar após intervenção na estação. Esse processo deverá ter uma duração igual ou superior a 1 ano, tendo por base indicadores auxiliares predefinidos e fáceis de avaliar, inclusive pelo pessoal da própria entidade gestora. Como indicadores de base poderão ser avaliados, idealmente em contínuo, os níveis de caudal e de pressão da estação elevatória, bem como dos consumos de energia eléctrica efectuados em igual período. Deverão, igualmente, ser previstas, fases de reavaliação dos dados obtidos, ao final de um ano, dois anos, etc., incluindo dos pressupostos considerados na fase de avaliação das diferentes soluções técnicas de optimização. A eventual modificação das condições de funcionamento do sistema poderá, justificar, após reavaliação da eficiência do sistema, uma nova intervenção de optimização.

4. CONCLUSÕES

A optimização energética de estações elevatórias de águas residuais apresenta um potencial de exploração que deverá ser assistido com um estudo cuidado e devidamente aprofundado para cada situação específica. Como tal, justifica-se o desenvolvimento de planos segundo etapas devidamente estipuladas, tal como as descritas no presente trabalho e, fundamentalmente, apoiadas na recolha exaustiva de todos os elementos disponíveis. Além disso, devido às especificidades de cada situação, não existem soluções de optimização predefinidas, devendo ser estudado o sistema elevatório no seu conjunto e conhecendo as reais necessidades de bombeamento (caudais afluentes e altura geométrica a vencer). De igual forma a avaliação económica das soluções possíveis permitirá auxiliar a tomada de decisão final, altura em que deverão ser definidos, de forma estruturada, o planeamento da intervenção em causa e o processo de acompanhamento posterior.

Em relação à estação de Afife, o sistema é controlado pelo desnível geométrico, sendo o processo de optimização energético, nestas situações, centrado no rendimento mecânico em primeiro lugar, seguido da redução das perdas de carga (optimização da variável EER). Efectivamente, os grupos electrobomba disponíveis no mercado, para esta gama de caudal e de altura manométrica limitam consideravelmente a processo de optimização.

Ainda assim, foi possível verificar que, apesar de se encontrar ligeiramente sobredimensionada face às solicitações a que está sujeita, e não obstante, a elevada altura geométrica que tem de vencer, a principal causa de ineficiência dever-se-á a uma degradação acentuada dos impulsores actualmente instalados, justificando-se a sua

substituição. Em alternativa poderá ser considerada a instalação de um grupo electrobomba de pequena capacidade, procurando fazer face aos períodos de menores afluências. Em ambas as situações o período de retorno do investimento a efectuar ronda os 4 anos, sendo possível obter uma poupança anual, na situação analisada, na ordem dos €1400-€1500 (≈ -30 %).

Considerando ainda que, na situação em análise, com todas as limitações apresentadas é possível obter um potencial de redução de 30%, a optimização do conjunto das estações elevatórias, sob exploração de uma mesma entidade gestora, pode resultar em valores superiores, reduzindo custos de operação e melhorando as condições de sustentabilidade ambiental dos sistemas.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se à Águas do Noroeste, S.A. pela disponibilização de dados relativos ao caso de estudo e pelos valiosos contributos para a elaboração deste documento.

BIBLIOGRAFIA

DOE, HI (2006), *Improving Pumping System Performance – A Sourcebook for Industry*, 2ª edição, US Department of Energy's Industrial Technologies Program, Hydraulic Institute (HI)

DOE, HI, Europump (2001), *Pump Life-Cycle costs: A Guide to LCC analysis for pumping systems*, US Department of Energy's Office of Industrial Technologies (OIT- DOE), Hydraulic Institute, Europump.

ERSAR (2009), *Relatório Anual do Sector das Águas e Resíduos em Portugal (RASARP) 2008 – Volume 03 – Avaliação da qualidade do serviço prestado aos utilizadores,* Entidade Reguladora de Sistemas de Águas e Resíduos, I.P., ISBN 978-989-8360-00-7

ERSAR, LNEC (2009a), *Guia de avaliação da qualidade dos serviços de águas e resíduos prestados aos utilizadores – 2ª Geração do sistema de avaliação (versão preliminar),* Instituto Regulador de Águas e Resíduos (actual Entidade Reguladora de Sistemas de Águas e Resíduos) e Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Dezembro de 2009.

EUROSTAT (2009), *Panorama of Energy - Energy statistics to support EU policies and solutions*, EUROSTAT statistical books, European Commission, ISBN 978-92-79-11151-8

HI, PSM (2008), *Optimizing Pumping Systems – A guide for Improved Energy Efficiency, Reliability and Profitability*, Hydraulic Institute, Pump Systems Matter, 1a edição, EUA, 2008

IRAR (2009), *Desafios para os serviços de águas em Portugal numa perspectiva de médio e longo prazo*, Publicação do Instituto Regulador de Águas e Resíduos (actual Entidade Reguladora de Sistemas de Águas e Resíduos), Agosto de 2009.

IRAR, LNEC (2004), *Guia técnico 2: Indicadores de desempenho para serviços de Águas Residuais*, Instituto Regulador da Água e Resíduos (actual Entidade Reguladora de Sistemas de Águas e Resíduos, I.P.) e Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2004.

Kumar, J. (2009), *Auditing Pumping Systems to Unveil Hidden Energy Saving Potential*, Actas da conferência "*Energy Efficiency in Motor Driven Systems*", Nantes, França, 14 a 17 de Setembro de 2009.

Leite, P., Vivas, E., Monteiro, P., Tentúgal Valente, L, (2010), *Optimização energética no dimensionamento de estações elevatórias de águas residuais*, em actas da conferência 10º Congresso da Água – "Marcas d'Água", APRH, Algarve, 21 a 24 de Março de 2010.

PSM (2007), *Pump System Basic Assessment Guide*, Pump System Matter, 2007, disponível online em: http://www.pumpsystemsmatter.org/

Veness, J (2007), *Pump Energy Reduction - A Systems Approach*, artigo apresentado no Institute of Mechanical Engineers, 2007, Reino Unido.

PLATAFORMA INFORMÁTICA PARA O DESENVOLVIMENTO DE PLANOS DE SEGURANÇA DA ÁGUA

José VIEIRA[1]; José ESMERIZ[2]

RESUMO

Actualmente, o controlo da qualidade da água para consumo humano é realizado através de análises periódicas, onde se avaliam as características físicas, químicas e microbiológicas, comparando-as com valores paramétricos fixados legalmente. Apesar deste elevado nível de exigência, a existência de problemas associados à qualidade da água para consumo humano, geralmente detectados após estes se terem verificado, leva a que seja necessário efectuar um outro tipo de abordagem de segurança preventiva em vez da actual segurança "reactiva". A implementação de PSA – Planos de Segurança da Água constitui um meio para complementar o controlo e monitorização definidos na lei, reforçando a segurança e protecção da qualidade da água consumida.

No presente trabalho descrevem-se as metodologias adoptadas e os resultados obtidos na criação de uma plataforma informática, desenvolvida em ambiente *Web*, de fácil utilização, adequada à elaboração de PSA em sistemas públicos de abastecimento de água. Esta ferramenta pode constituir um meio simples e eficaz, de grande utilidade para as entidades gestoras na elaboração e implementação generalizada de PSA.

Apresentam-se, nomeadamente, os principais aspectos relacionados com: (i) criação de bases de dados com identificação e análise de perigos e medidas de controlo associados a um sistema público de abastecimento de água; (ii) programação de páginas *HTML* com interfaces amigáveis para o utilizador e funções necessárias ao funcionamento da plataforma; (iii) caso prático de aplicação, com o objectivo de demonstrar as potencialidades da plataforma desenvolvida.

[1] Professor Catedrático, Universidade do Minho, 4704-553 Braga, jvieira@civil.uminho.pt

[2] Aluno do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, 4800-058 Guimarães, daniel_esmeriz@sapo.pt

Palavras-Chave: interfaces amigáveis, linguagens de programação, plano de segurança de água, plataforma Web.

1. INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas tem-se assistido, em Portugal, a um progressivo aumento da taxa de cobertura da população no atendimento de abastecimento público de água. Com a concretização do PEAASAR II – Plano Estratégico de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais prevê-se que, em 2013, a taxa de cobertura atinja 95% da população total do país.

Actualmente, o controlo de qualidade da água para consumo humano é assegurado através de métodos internacionalmente reconhecidos como eficazes e que se baseiam em normas e procedimentos de verificação de conformidade com valores paramétricos físicos, químicos e microbiológicos pré-estabelecidos. Sendo reconhecido que a garantia de abastecimento de água potável é condição necessária para a defesa da saúde das populações, estas normas, emanadas de organismos públicos nacionais e supranacionais, constituem-se em mecanismos legais imperativos.

Em Portugal, o regime da qualidade da água destinada ao consumo humano, é estabelecido pelo Decreto-Lei 306/2007, de 27 de Agosto (revendo o Decreto-Lei n.º 243/2001, de 5 de Setembro, que transpôs para a ordem jurídica interna a Directiva n.º 98/83/CE, do Conselho, de 3 de Novembro).

Esta abordagem de controlo de qualidade ao produto final, baseada na conformidade dos dados resultantes da monitorização com os valores paramétricos estipulados nas normas, através de amostragem realizada com frequência regulamentada, tem dado origem a um enorme avanço na garantia de padrões de qualidade na água para consumo humano, daí resultando elevados níveis de confiança dos consumidores na segurança da água que lhes é fornecida.

Contudo, tem-se vindo a verificar que esta metodologia de controlo de qualidade, frequentemente lenta, complexa, dispendiosa e exigente em pessoal especializado, apresenta um conjunto de limitações sérias, principalmente no que respeita à qualidade microbiológica da água. Algumas dessas limitações estão relacionadas com os seguintes aspectos (Vieira, 2004):

- Limitada correlação entre microrganismos patogénicos eventualmente presentes na água e os organismos indicadores geralmente adoptados nas normas;
- Demora na obtenção dos resultados das análises efectuadas, permitindo apenas verificar se a água era própria (ou imprópria) para consumo, após o seu fornecimento aos consumidores;
- Limitada significância estatística dos resultados da monitorização, atendendo à discrepância entre a dimensão e frequência das amostras recolhidas para análise quando comparadas com dimensão da rede;
- Baixa fiabilidade dos resultados analíticos obtidos, principalmente em países em desenvolvimento, onde escasseiam recursos humanos e materiais adequados.

Com a evidência destas limitações da monitorização de conformidade de "fim-de-linha" justifica-se evoluir para metodologias de gestão técnica baseadas em análise e eventual controlo de riscos em pontos críticos do sistema de abastecimento, no sentido de se assegurar a prevenção da ocorrência de deterioração da qualidade da água.

A OMS - Organização Mundial de Saúde, através das *GDWQ – Guidelines for Drinking Water Quality* (WHO, 2004), propõe às entidades gestoras de sistemas de abastecimento público de água uma nova abordagem para a garantia da qualidade da água fornecida, com base em novos conceitos de avaliação e gestão de riscos. Nomeadamente, no seu capítulo quarto (*PSA – Planos de Segurança da Água*), preconiza-se o uso de metodologias de análise global de risco (com identificação de perigos e classificação de riscos) e de gestão de riscos (com a consideração de medidas de controlo e de monitorização), abrangendo todas as componentes de um sistema de abastecimento de água, desde a sua origem até à torneira do consumidor.

Na sequência daquelas *GDWQ* têm sido publicados diversos trabalhos com a preocupação de fornecer aconselhamento prático no desenvolvimento e implementação de PSA em empresas gestoras de sistemas de abastecimento de água (Vieira & Morais, 2005; ANHMRC, 2005; TECHNEAU, 2007a; TECHNEAU, 2007b; Bartram *et al*., 2009).

A criação e aplicação de ferramentas informáticas facilitadoras do desenvolvimento e implementação de PSA podem constituir um meio eficiente para uma mais ampla e rápida disseminação desta metodologia, permitindo: (i) organizar informação e procedimentos num documento de fácil integração em outros sistemas; (ii) promover o estudo e entendimento do sistema de abastecimento de água, que se traduz na focalização dos aspectos mais importantes a monitorizar ou a corrigir; (iii) diminuir o tempo de investigação e recolha de informação sobre perigos, eventos perigosos, medidas de controlo e acções correctivas a aplicar na monitorização operacional; (iv) facilitar a adopção de mecanismos de auto--avaliação e de avaliação externa relativamente à implementação dos PSA.

Por outro lado, a disponibilidade crescente, tanto em quantidade como em diversidade de equipamentos com acesso à internet, assim como a necessidade de acesso simultâneo a ferramentas e documentos em vários equipamentos e em diferentes locais, aconselham a procura de soluções informáticas, desenvolvidas em ambiente *Web*, para a criação de uma plataforma automática de desenvolvimento de PSA.

No presente trabalho apresentam-se alguns dos aspectos mais relevantes duma plataforma *Web* desenvolvida para a elaboração automática de PSA, cujas características obedeceram aos seguintes termos de referência:

- Permitir a elaboração automática de PSA através da utilização de interfaces amigáveis para o utilizador;
- Criar bases de dados expansíveis, com a identificação e análise de perigos inerentes a um sistema genérico de abastecimento de água;
- Produzir relatórios (documentos) em formato de utilização generalizada;
- Poder ser acedida a partir de qualquer equipamento com acesso à rede, sem necessidade de qualquer instalação ou actualização;
- Dever guardar toda a informação num só ficheiro;
- Efectuar todo o processamento no servidor;

- Salvaguardar que o acesso aos dados apenas possa ser feito por quem os introduz, ou a quem tem autorização;
- A origem dos dados é genérica a todos os PSA comum.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1. Estruturação de um PSA

O desenvolvimento de um PSA pode ser estruturado, de forma sequencial, em onze módulos temáticos, agrupados em quatro fases fundamentais de desenvolvimento (Bartram *et al*., 2009), conforme se resume na Figura 1.

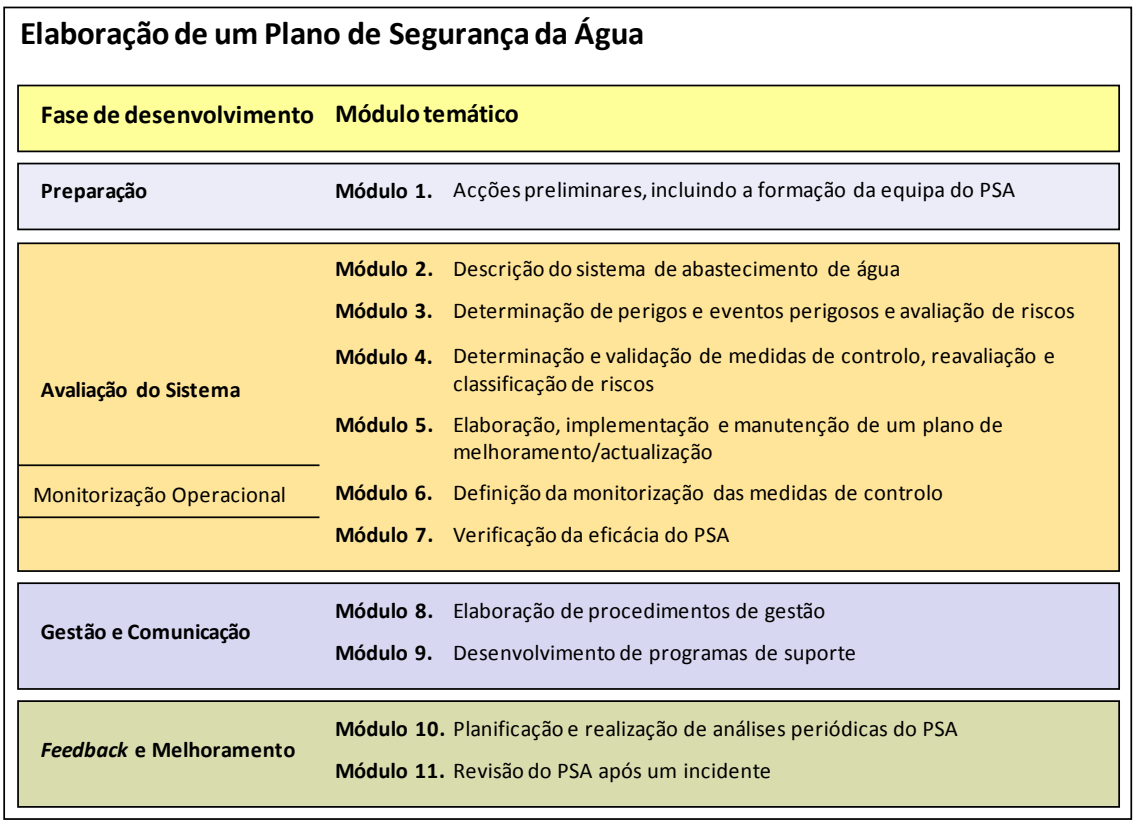


Figura 1 Esquema da estruturação sequencial adoptada na elaboração de um PSA

Na fase de preparação do PSA incluem-se diversas tarefas que podem conter uma informação geral sobre a entidade gestora, aspectos genéricos dos sistemas de abastecimento e a formação da equipa responsável pelo desenvolvimento e implementação do PSA. Esta equipa deve ser multidisciplinar e deve conter elementos com diversas funções na empresa, sendo aconselhável o envolvimento de elementos ao seu mais alto nível hierárquico.

Na fase de avaliação do sistema devem ser recolhidas as seguintes informações, preferencialmente pela seguinte ordem:

- Detalhes do sistema de abastecimento, contendo informação para a identificação inequívoca do sistema, bem como todos os detalhes importantes da origem e destino da água, nomeadamente: (i) localização; (ii) detalhes das características da bacia hidrográfica e da origem da água; (iii) esquema de captação; (iv) descrição do esquema de tratamento; (iv) descrição do sistema de adução, reserva e distribuição; (vi) populações abastecidas pelo sistema.
- Fluxograma do sistema de abastecimento, identificando-se todos os componentes e as suas "ligações" entre si, para uma identificação mais clara dos perigos. O fluxograma deverá representar o sistema de abastecimento o mais fielmente possível.
- Identificação dos perigos e eventos perigosos, através do fluxograma do sistema e do conhecimento do sistema por parte da equipa responsável pelo PSA. Devem ser considerados todos os possíveis potenciais perigos e eventos que possam estar associados a cada um dos componentes do sistema de abastecimento.
- Classificação e gestão de riscos, com a definição de medidas de controlo e de monitorização. Esta actividade deve efectuar-se através da avaliação conjunta dos perigos e dos eventos perigosos, nomeadamente através da priorização dos riscos associados a um perigo e a um evento perigoso. As componentes do sistema onde o risco é considerado mais elevado são designados Pontos de Controlo, sendo necessário eliminar, reduzir ou prevenir os riscos associados a essa componente. Para se efectuar a priorização dos riscos pode utilizar-se a matriz do Quadro 1 (Vieira & Morais, 2005), com base em probabilidades de ocorrência e severidades de consequências dos perigos analisados, onde uma pontuação superior a cinco pode conduzir à consideração de um Ponto do Controlo.

Quadro 1 Matriz de classificação de riscos (Adaptado de Vieira & Morais, 2005)

Probabilidade de Ocorrência	**Severidade de Consequências**				
	Insignificante	Pequena	Moderada	Grande	Catastrófica
Quase certa	5	10	15	20	25
Muito provável	4	8	12	16	20
Provável	3	6	9	12	15
Pouco provável	2	4	6	8	10
Rara	1	2	3	4	5

- A identificação dos perigos e consequente avaliação de riscos são importantes para o planeamento das medidas de controlo a aplicar em cada uma das situações detectadas, para garantir a segurança global do sistema, de acordo com a filosofia das múltiplas barreiras.
- A monitorização operacional assegura a gestão da operação do sistema para que as medidas de controlo estabelecidas sejam eficazes, sendo necessário para isso seleccionar parâmetros que reflictam a eficácia das medidas de controlo de cada componente do sistema avaliado. Neste sentido, devem ser estabelecidos: (i) limites críticos para cada perigo potencial; (ii) procedimentos de monitorização visando

garantir a verificação dos limites críticos; (iii) acções correctivas para as situações em que os limites críticos sejam ultrapassados.

A fase de gestão e comunicação compreende aspectos determinantes para o acompanhamento eficaz do PSA. Nesse sentido, toda a informação deve estar reunida num só documento que descreva a avaliação e monitorização operacional do sistema de abastecimento, bem como procedimentos para a gestão da qualidade da água, tanto em situações excepcionais como em condições de rotina. A actuação dos diferentes agentes comprometidos na implementação do PSA (entidade gestora, organismos de regulação e autoridades) deve ser definida, nomeadamente no estabelecimento de:

- Procedimentos para a gestão de rotina que deverão ser seguidos diariamente para garantir a qualidade da água, registando-se todas as medições paramétricas dos Pontos de Controlo, alterações ao sistema e ao PSA, incidentes e inspecções, etc.
- Procedimentos para gestão em condições excepcionais que deverão contemplar eventos de consequências catastróficas, como desastres naturais, acções humanas e incidentes inesperados, no sentido de promover a minimização do impacto causado e identificar as suas causas, fontes ou responsáveis.
- Documentação e protocolos de comunicação, essenciais para avaliar o sucesso do PSA, facilitar auditorias e manter uma relação de honestidade com o consumidor.

Na fase de *feedback* e melhoramento incluem-se tarefas de validação e verificação do PSA, a terem lugar após a sua entrada em funcionamento, quer através de mecanismos de auto--avaliação, quer por via de auditoria externa, tendo sempre como objectivo estratégico o aperfeiçoamento do seu desempenho.

2.2. Aspectos gerais de uma plataforma *Web*

A estruturação de uma plataforma *Web* para o desenvolvimento de PSA implica a criação de ficheiros escritos em linguagens específicas para o ambiente Internet, de modo a implementar funções necessárias à criação das componentes que constituem a ferramenta. Na Figura 2 apresenta-se um esquema genérico de comunicação entre o computador utilizado pelo "navegador" e o servidor, através de um identificador universal de todos os sítios existentes na Internet.

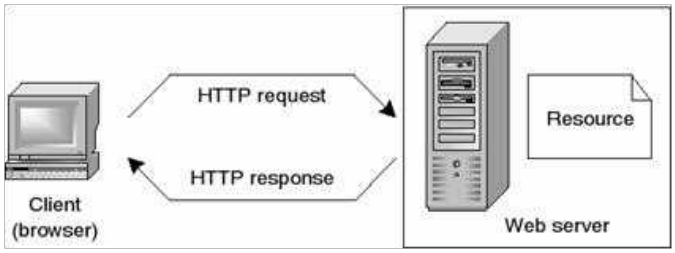


Figura 2 Esquema do uso do protocolo *HTTP* na comunicação Cliente - Servidor

Os navegadores apenas interpretam a linguagem *HTML* enviada pelo servidor, que permite a disposição de texto, imagem, vídeo e áudio com o auxílio de outras tecnologias (*CSS, JavaScript, Flash, JAVA, Silverlight, ActiveX,* por exemplo). As páginas de *HTML* simples são estáticas e não possuem qualquer tipo de interacção com o utilizador. A execução de processos para tornar as páginas dinâmicas de acordo com as interacções do utilizador está

limitada a serviços e interpretadores instalados nos servidores (sendo exemplos desse tipo de linguagens de servidor o *PHP, ASP, Pearl, Python*). Assim, quaisquer ficheiros programados a serem requisitados pelo utilizador são "transformados" no servidor (para o formato *HTML*). O envolvimento de informação armazenada em bases de dados (nomeadamente do tipo *SQL*) torna a interacção com o utilizador intemporal e não limitada ao momento da interacção. O código de programação das funções dinâmicas é embebida em *HTML*, que cria um *script* com instruções específicas, que varia de acordo com a informação guardada por cada utilizador, dando origem a uma resposta específica, como é mostrado na Figura 3.



Figura 3 Funcionamento de uma linguagem de servidor – PHP

2.3. Características gerais da plataforma desenvolvida

A estruturação global da plataforma seguiu, de muito perto, as fases de desenvolvimento de um PSA, como definido anteriormente, tendo em consideração as condicionantes técnicas de programação e de acesso e armazenamento da informação criada na plataforma. O sistema de abastecimento é decomposto nas suas componentes, desde a fonte até ao consumidor, dando-se ao utilizador toda a liberdade para "criar" o seu sistema, adaptado a uma realidade específica. As interfaces foram desenhadas tendo como objectivo uma fácil navegação e utilização.

A plataforma desenvolvida apresenta as seguintes principais características:

- Estrutura: foram consideradas as fases de desenvolvimento relativas à elaboração do PSA (Preparação; Avaliação do Sistema; Gestão e Comunicação). Assumiu-se que a última fase (*Feedback* e Melhoramento) deve ser desenvolvida após a implementação do PSA, sendo compatível com a introdução de alterações e/ou aperfeiçoamentos posteriores ao funcionamento do PSA.
- Módulos de navegação: a plataforma estrutura-se em cinco grandes módulos: três módulos principais, directamente ligados à construção do PSA (avaliação do sistema; monitorização operacional; e planos de gestão); um módulo de administração (para a gestão da plataforma e das bases de dados) e um módulo de

gestão de conta. A cada módulo corresponde um item específico no menu e a cada formulário secundário corresponde um item no submenu. O acesso global aos três módulos principais está condicionado pela conclusão sequencial de cada módulo com o seguinte esquema de precedências: avaliação – monitorização – planos de gestão. Cada vez que se efectuam alterações nos formulários secundários de um módulo, os módulos subsequentes são bloqueados até à conclusão de todos os formulários do módulo que sofreu alterações. Nos módulos com informação completa, é permitida a consulta das informações guardadas nos formulários secundários sem necessidade de alterar o estatuto de progressão de preenchimento desse módulo. No módulo administrativo apenas a base de dados geral está acessível em modo de leitura a todos os utilizadores. Os utilizadores não podem alterar as bases de dados, mas podem efectuar requisições de inclusão, eliminação e alteração de dados. O modo de escrita das bases de dados (gerais e específicas) na área administrativa, bem como o acesso a outras ferramentas de uso administrativo, está reservado à equipa de manutenção que é estabelecida pelos gestores da plataforma.

- Gestão hierarquizada: consideraram-se diferentes tipos de gestão (gestão da plataforma; gestão de conta e outras funcionalidades; gestão da base de dados).
- Armazenamento de informação: a informação usada e introduzida na plataforma é guardada numa base de dados, cujo acesso é restrito. Cada utilizador deve estar registado na plataforma para a poder utilizar (com um nome de utilizador, uma palavra-passe e um correio electrónico), de modo a que cada utilizador só consiga aceder à informação que introduziu na plataforma. Os utilizadores acedem à sua área pessoal (módulo de gestão de conta), onde podem alterar os dados de acesso e consultar outro tipo de informações sobre a sua actividade na plataforma, ou utilizar outras funcionalidades.
- Linguagens de programação: para o servidor foi seleccionada a linguagem *PHP*, que também é especialmente adequada para a gestão de bases de dados, através de comandos *SQL* embutidos, nomeadamente do serviço *MySQL* (que foi o serviço escolhido para gestão das bases de dados). Foi usada programação em *PHP* para todas as páginas *Web*, embutindo-o em ficheiros *HTML* ou embutindo *HTML* em ficheiros *PHP*, dependendo das páginas. Os comandos de gestão de base de dados são embutidos na programação *PHP* e usam funções *PHP* específicas. Foi usado o *CSS* para definir a interface da plataforma, nomeadamente o tipo de letra, cores, posição e disposição dos elementos da página *HTML*. O *JavaScript* é usado extensivamente na plataforma para mostrar os textos de ajuda dos elementos dos formulários, filtrar campos dos formulários, mostrar/esconder formulários no módulo de gestão pessoal e outras funcionalidades. A plataforma faz, também, extenso uso de *COOKIES* para guardar informações de acesso e navegação. Os *COOKIES* são pequenos ficheiros de texto geridos pelo navegador que contém informações simples para serem trocadas entre o servidor e o navegador. Nesta plataforma os *COOKIES* têm a duração de uma hora desde a última actualização, sendo actualizados sempre o utilizador abre ou recarrega uma página.

2.4. Estruturação das bases de dados do PSA

As tarefas constantes dos Módulos Temáticos 3 e 4 (determinação de perigos e eventos perigosos; avaliação de riscos; determinação e validação de medidas de controlo) assumem carácter determinante na elaboração do PSA. O seu escrutínio pode, de forma cómoda, beneficiar de uma inventariação criteriosa e sistemática através do seu armazenamento em bases de dados extensíveis. Desta forma foram estruturadas bases de dados, a partir de recolha bibliográfica (MHNZ, 2001; TECNEAU, 2007b; Vieira & Morais, 2005) e de informação expressamente desenvolvida para o presente trabalho.

De acordo com a sua natureza, as tabelas da base de dados global foram divididas em dois tipos: (i) tabelas da base de dados geral; (ii) tabelas da base de dados específica.

As tabelas que constituem a base de dados geral, *tabelas estáticas*, contêm informação genérica, comum a todos os PSA, que não variam nem dependem de detalhes específicos, sendo pré-definidas e pré-preenchidas para evitar redundância de dados, diminuir a quantidade de informação a armazenar e aumentar a eficácia de organização e acesso da base de dados. Estas tabelas foram preenchidas com informação compilada de várias fontes nacionais e internacionais, englobando uma ampla variedade de perigos, eventos perigosos, monitorizações, limites críticos e acções correctivas. É expectável e desejável que com o seu manuseamento por parte dos utilizadores estas tabelas possam vir a ser melhoradas e aumentadas, preenchendo eventuais lacunas que sejam detectáveis. Como já referido, por razões de segurança, estas tabelas apenas podem ser alteradas pelos gestores da plataforma.

As tabelas que constituem a base de dados específica, *tabelas dinâmicas*, contêm informação exclusivamente relacionada com um determinado PSA introduzida pelos utilizadores na interacção com a plataforma.

Na plataforma, os dois tipos de tabelas funcionam de forma global e integrada, articulando informações estáticas (tabelas estáticas) com informações dinâmicas (tabelas dinâmicas), de acordo com a estrutura que se apresenta na Figura 4.

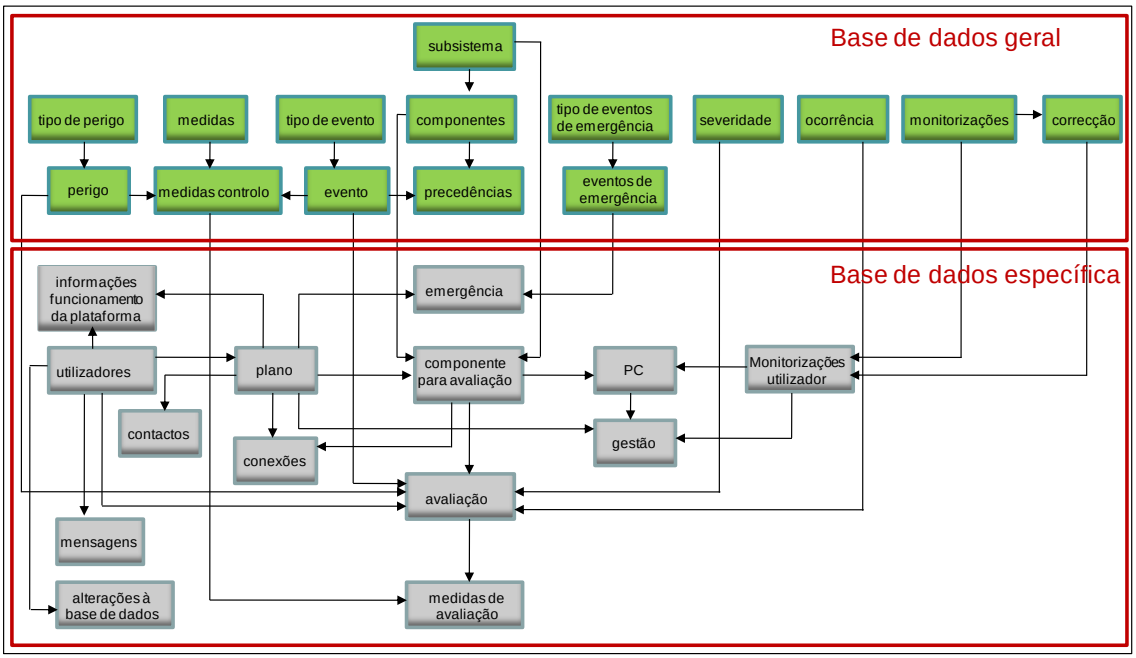


Figura 4 Esquema das ligações entre as bases de dados geral e específica

3. DESCRIÇÃO DA PLATAFORMA

3.1. Acesso

A página de acesso à plataforma possui três campos de preenchimento obrigatório (nome de utilizador, palavra-passe e *CAPTCHA – Completely Automated Public Turing test to tell Computers and Humans Apart*), um botão de acesso e uma hiperligação para a recuperação de palavra-passe/nome de utilizador. O acesso à plataforma só é possível após o registo do utilizador.

As palavras-passe são encriptadas e guardadas sigilosamente na plataforma. A atribuição de nova palavra-passe ao utilizador é feita através de correio electrónico. Na Figura 5 apresenta-se um *print screen* da vista inicial da plataforma.



Figura 5 Vista inicial de acesso à plataforma.

3.2. Notificações

Em toda a plataforma estão disponíveis notificações com quatro cores distintas, que podem ser mensagens de sucesso (a verde), mensagens de aviso (a amarelo), mensagens de erro ou perigo (a vermelho) e mensagens de ajuda ou informação (a amarelo pastel), como é possível ser observado na Figura 6.



Figura 6 Tipos de notificação existentes na plataforma

3.3. Área administrativa

A área administrativa mostra, em modo de leitura, todas as tabelas da base de dados geral (escolhendo no submenu correspondente) e um formulário de sugestão de alteração. Assim o utilizador poder verificar e adicionar informação para ser utilizada por todos os que usem a plataforma, enriquecendo-a de conhecimentos e mantendo a plataforma actualizada (Figura 7).



Figura 7 Vista da área administrativa com as opções de escolha de bases de dados

3.4. Gestão de conta

A gestão da conta é acessível sempre que o utilizador clica no menu INÍCIO, ou quando o utilizador acede à plataforma, estando visíveis cinco botões que correspondem a:

- Alteração de dados pessoais e de acesso (correio-electrónico, palavra-passe, nome);
- Estado dos pedidos de alteração da base de dados;
- Envio e recepção de mensagens pessoais;
- Envio de correio electrónico com/sem os PDF criados na plataforma;
- Visualização e manutenção das informações de conta.

3.5. Aspectos de funcionamento dos módulos principais

A plataforma inclui uma funcionalidade de apoio ao preenchimento de eventos e perigos a que foi designada de “precedências” (conjunto de eventos e perigos que ocasionalmente ocorrem num dado ponto do sistema e que podem influenciar uma componente seguinte).

As medidas de controlo são definidas automaticamente pela plataforma, de acordo com a base de dados. Devido ao elevado número de combinações possíveis, existem pares de perigos e eventos perigosos que não têm medidas pré-atribuídas, sendo mostrada ao utilizador essa informação. Sempre que a considere incompleta, errada ou inexistente, o utilizador pode completar essa informação, introduzindo-a na área administrativa.

Os pontos de controlo são definidos na etapa de avaliação, nomeadamente na identificação dos eventos e perigos, quando é determinado risco com nota superior a cinco.

Os limites críticos, procedimentos de monitorização e as acções correctivas estão pré-estabelecidos e são automaticamente definidas de acordo com a legislação em vigor. Cabe ao utilizador confirmar ou ajustar essas opções, definindo limites críticos operacionais.
A produção de documentos (relatórios em formato PDF) pode ser realizada para cada um dos três módulos principais da plataforma e ficam disponíveis para descarga, consulta e envio por correio electrónico, utilizando a própria plataforma.

4. EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Nos parágrafos seguintes, utiliza-se um sistema de abastecimento de água fictício para demonstrar a forma como se pode utilizar a plataforma na elaboração de um PSA.

4.1. Preparação

Escolha o plano.

ACÇÕES	NOME	LOCAL	DETALHES	Nº COMPONENTES	% COMPLETO
	Exemplo de Aplicação	Bacia do Noroeste	**Populações servidas:** Municípios de Vila de Cima (3468 pessoas), Vila do Meio (2567 pessoas) e Vila de Baixo (4780 pessoas). **Outras observações:** A exploração, manutenção e gestão do sistema é efectuada pela empresa *Águas Saborosas*.	14	100%

Figura 8 Detalhes do sistema de abastecimento fictício

A equipa do PSA.

ACÇÃO	NOME	TELEFONE	E-MAIL	CARGO	RESPONSABILIDADES
	Inês Dias	20777001	ines@aguas.pt	Colaboradora da Área da Qualidade	Coordenadora técnica
	José da Silva	20777002	jsilva@aguas.pt	Responsável pela Área da Qualidade	Elaboração e aplicação dos planos de gestão
	José Esmeriz	936381697	geral@danisoftware.com	Administrador	Coordenador da equipa.
	Maria Ferreira	20777003	mferreira@aguas.pt	Directora de Operações	Avaliação do sistema e estabelecimento dos procedimentos de monitorização operacional

Figura 9 Constituição da equipa de PSA

4.2. Definição do sistema

O sistema tem as seguintes componentes: captação de água superficial em rio; sistema de tratamento (coagulação, floculação, sedimentação, filtração, desinfecção, afinação de pH,

armazenamento de água tratada); adução; distribuição urbana; redes prediais. Cada componente contém uma pequena descrição, como se pode visualizar na Figura 10.



Componentes do PSA.

ACÇÃO	SUBSISTEMA	COMPONENTE	IMAGEM	DESCRIÇÃO
	Adução	Condutas Adutoras		Existem ao todo 3 condutas principais, com 7km (Vila de Cima), 2km (Vila do Meio) e 1km (Vila de Baixo).
	Armazenamento água tratada	Reservatório água tratada		A água após desinfecção é conduzida aos reservatórios de água tratada. Existem 3 reservatórios principais (um para cada município).
	Bacia	Água Superficial		O sistema de abstecimento capta superficialmente, sendo afectada pela bacia do Rio Branco.

Figura 10 Componentes integrantes do sistema de abastecimento (excerto)

Para o desenho do diagrama de fluxo do sistema definiu-se a *ordem* (coluna) e o *nível* (linha) de cada componente, de modo a preencher-se uma matriz, onde se definem conexões entre cada um dos componentes. A Figura 11 apresenta um extracto do fluxograma do sistema de abastecimento, onde são visíveis as conexões entre as suas várias componentes.



Figura 11 Excerto do diagrama de fluxo do sistema de abastecimento

4.3. Avaliação do sistema

Foram avaliados 37 pares de perigos e eventos perigosos (17 insignificantes, 16 significativos, 3 nocivos e 1 letal), tal como mostrado na Figura 12.

Eventos Perigosos, Perigos e Riscos associados

ACÇÃO	COMPONENTE	EVENTO PERIGOSO	PERIGO	OC	SE	TOTAL
	Água Superficial	Recepção de escorrências de cemitérios	Microrganismos Patogénicos	2	3	6
	Água Superficial	Recepção de escorrências/lixiviados de lixeiras e/ou aterros sanitários	Químicos Perigosos	2	4	8
	Água Superficial	Recepção de escorrências/lixiviados de lixeiras e/ou aterros sanitários	Microrganismos Patogénicos	2	4	8
	Rios (Água Superficial)	Recepção de efluentes sem tratamento adequado provenientes de ETAR	Microrganismos Patogénicos	3	5	15
	Rios (Água Superficial)	Vandalismo e/ou Sabotagem	Químicos Perigosos	1	5	5
	Rios (Água Superficial)	Chuvas que conduzem a elevados níveis de turvação e matéria orgânica	Turvação Elevada	5	1	5
	Rios (Água Superficial)	Falhas mecânicas, eléctricas ou estruturais	Falta de água	1	3	3

Figura 12 Identificação de eventos perigosos e perigos e avaliação de riscos (excerto)

Foram sugeridas 126 medidas de controlo para as 37 avaliações, apresentando-se um exemplo na Figura 13.

Medidas de Controlo

ACÇÃO	COMPONENTE	EVENTO PERIGOSO	PERIGO	RISCO	MEDIDAS
		Recepção de escorrências/lixiviados de lixeiras e/ou aterros sanitários	Químicos Perigosos		Obter toda a informação disponível sobre terrenos contaminados e descargas na bacia.
		Recepção de escorrências/lixiviados de lixeiras e/ou aterros sanitários	Químicos Perigosos		Identificar Zonas Protegidas
		Recepção de escorrências/lixiviados de lixeiras e/ou aterros sanitários	Químicos Perigosos		Implementar estações de alerta na bacia.
		Recepção de escorrências/lixiviados de lixeiras e/ou aterros sanitários	Microrganismos Patogénicos		Implementar estações de alerta na bacia.

Figura 13 Estabelecimento de medidas de controlo pela plataforma (excerto)

A produção de um documento sobre a avaliação do sistema pode ser realizada após a confirmação e verificação. Este passo marca a finalização da elaboração deste módulo do PSA, que tem o aspecto gráfico que se apresenta na Figura 14.

Tratamento

Floculação
Eventos Perigosos (Probabilidade Ocorrência)
Mau funcionamento ou má regulação do sistema de purga de lamas (Pouco provável); Ineficiente remoção dos flocos (Pouco provável);
Perigos (Severidade Consequências)
Turvação Elevada (Moderada);
Medidas Controlo
Verificar se existe fuga de flocos para a superfície (através de inspecções de rotina). Verificar a posição do manto de lamas (através de inspecções de rotina). Garantir a existência de um plano de manutenção preventiva. Verificar se o projecto e o controlo do sistema de remoção de flocos são adequados à taxa de lamas adoptada. Verificar se o sistema de remoção de lamas é compatível com a taxa de aplicação de lamas de projecto.

Figura 14 Exemplo de uma ficha resumo de avaliação do sistema

4.4. Monitorização operacional

De acordo com a avaliação do sistema efectuada, os Pontos de Controlo estão definidos, sendo necessário atribuir-lhes procedimentos de monitorização e acções correctivas, de acordo com os Limites Críticos impostos. Para o sistema de abastecimento em estudo foram

determinados 11 Pontos de Controlo. Na Figura 15 podem-se visualizar exemplos de Limites Críticos e de acções de monitorização definidas pela plataforma.



PC 3 - *Coagulação*

#	O QUÊ?	VALOR CRÍTICO	ONDE?	COMO?	QUANDO?	QUEM?	ACÇÕES CORRECTIVAS
	Coagulante	--- [mg/L]	No fim do componente considerado.	Análise Laboratorial	Diário	Laboratório	Reforçar a desinfecção.

PC 4 - *Floculação*

#	O QUÊ?	VALOR CRÍTICO	ONDE?	COMO?	QUANDO?	QUEM?	ACÇÕES CORRECTIVAS
	Estabilidade dos flocos	--- []	No fim da componente considerada	Inspecção visual	Diário	Operação	Reforçar a desinfecção.

PC 5 - *Filtração Rápida*

#	O QUÊ?	VALOR CRÍTICO	ONDE?	COMO?	QUANDO?	QUEM?	ACÇÕES CORRECTIVAS
	Tempo de filtração	--- [horas]	No fim da componente considerada	Telemetria	Online	Operação	Ajustar os parâmetros operacionais. Avaliar a necessidade de manutenção correctiva. Reforçar a desinfecção. Controlo da qualidade dos reagentes. Ajustar as etapas a montante para optimizar a eficiência da filtração.

Figura 15 Procedimentos de monitorização e de acções correctivas (exemplo)

4.5. Plano de gestão

O plano de gestão condensa a informação gerada na avaliação do sistema e na monitorização operacional, podendo tomar o aspecto que se apresenta na Figura 16.



Armazenamento água tratada

PC 8	Reservatório água tratada

Eventos Perigosos

Existência de cantos "mortos" no reservatório

Acumulação de sedimentos

Fendas, musgos, raízes, etc. nas estruturas de betão

Perigos

Microrganismos Patogénicos

Turvação Elevada

Capacidade estrutural deficitária

Medidas Controlo

Estabelecer programas de limpeza (no mínimo 1 vez por ano) para remover matéria orgânica que pode tornar-se biologicamente activa.

Garantir a higienização eficiente na remoção de biofilmes e sedimentos.

Garantir um residual de cloro adequado.

Monitorização Operacional

O QUÊ?	LC	UN	ONDE?	COMO?	QUANDO?	QUEM?	ACÇÃO CORRECTIVA
Níveis de água	---	cm	No fim da componente considerada	Telemetria	Online	Operação	Tomar todas as medidas julgadas necessárias, incluindo interromper a captação em caso de acidente grave que ocorra a montante. Utilizar fontes de água alternativas em períodos nos quais não é possível fazer-se a captação (pressupõe, por exemplo, o estudo da possibilidade de transvase entre reservatórios de entrega e/ou entre sistemas de abastecimento). Estabelecer tratamentos opcionais na ETA capazes de eliminar substâncias químicas perigosas.

Figura 16 Plano de gestão (excerto)

5. CONCLUSÕES

O presente trabalho, desenvolvido como proposta de dissertação para a obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil pela Universidade do Minho, permitiu construir uma plataforma informática para apoio à elaboração de PSA.

A plataforma desenvolvida apresenta potencialidades para, de uma forma cómoda e eficaz, contribuir para uma disseminação da metodologia de gestão de riscos em sistemas de abastecimento de água para consumo humano.

Sem prejuízo de novas e mais ambiciosas funcionalidades que podem robustecer a solução tecnológica (presentemente em desenvolvimento), esta ferramenta pode ser de muita utilidade tanto para aplicação prática pelas entidades gestoras como para fins pedagógicos na formação em PSA.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANHMRC (2005) Australian National Health and Medical Research Council. *Australian Drinking Water Guidelines. Community Water Planner - A tool for small communities to develop drinking water management plans*. Australia: Australian Government.

Bartram, J., Corrales, L., Davison, A., Deere, D., Drury, D., Gordon, B., Howard, G., Reinehold, A., Stevens, M. (2009) *Water Safety Plan Manual. Step-by-Step Risk Management for Drinking-water Suppliers*. World Health Organization, Geneva, Switzerland.

MHNZ (2001) *Public Health Risk Management Plan Guides*. Ministry of Health, New Zealand. Available on the Ministry of Health's Web site: www.moh.govt.nz.

TECHNEAU (2007a) *Generic Framework and Methods for Integrated Risk Management in Water Safety Plans*. Techneau.

TECHNEAU (2007b) *Identification and Description of Hazards for Water Supply Systems*. *A catalogue of today's hazards and possible future hazards*. Techneau (Preliminary version ed.).

Vieira, J.M.P. (2004) *Gestão de Riscos em Água para Consumo Humano*. In Actas do XI Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. Natal-Brasil.

Vieira, J.M.P. & Morais, C.M. (2005) *Planos de Segurança da Água para Consumo Humano*. Edição IRAR, ISBN: 972-99354-5-9, p.173. Lisboa, Portugal.

WHO (2004) *Guidelines for Drinking-Water Quality: Volume 1 Recommendations, 3rd edition*. World Health Organization, Geneva, Switzerland.

PREDIÇÃO DA DOSAGEM ÓTIMA DO SULFATO DE ALUMÍNIO E DO HIDRÓXIDO DE SÓDIO NO PROCESSO DE COAGULAÇÃO DA ÁGUA VIA REDES NEURAIS ARTIFICIAIS

F. C. de MENEZES (1); K. P. OLIVEIRA-ESQUERRE (2); R. A. KALID (3).

[1] Eng.º de Meio Ambiente, FTC, 2007; Mestrando do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Industrial (PEI) da Universidade Federal da Bahia (UFBA), Rua Aristides Novis, 630 – CEP: 40210-6300 – Salvador – BA – Brasil; tel. +55 71 3283-9800, fax: +55 71 3283-9800; e-mail: menezes.fabio@rocketmail.com

[2] Eng.ª Química, UFAL, 1998; Mestrado em Engenharia Química, UNICAMP, 2000; Especialização em Engenharia Ambiental, UNICAMP, 2000; Doutorado em Engenharia Química, UNICAMP, 2003; Pós-Doutorado em Engenharia Socioambiental, Universidade de Hokkaido, Japão, 2005; Professora do Departamento de Engenharia Química da UFBA, Rua Aristides Novis, 630 – CEP: 40210-6300 – Salvador – BA – Brasil; e-mail: karlaesquerre@ufba.br

[3] Eng.º Químico, UFBA, 1988; Mestrado em Engenharia Química, UFBA, 1991; Doutorado em Engenharia Química, USP, 1999; Professor e Chefe do Departamento de Engenharia Química da UFBA, Rua Aristides Novis, 630 – CEP: 40210-6300 – Salvador – BA – Brasil; e-mail: kalid@ufba.br

RESUMO

O processo de coagulação é uma importante etapa de tratamento de água e para tal demanda-se a aplicação da dosagem dos agentes coagulante (sulfato de alumínio) e regulador de pH (hidróxido de sódio), que são determinadas a partir do teste de jarro. Contudo, em períodos chuvosos ocorre a variação brusca da qualidade da água bruta não havendo tempo hábil para realização deste ensaio, comprometendo a qualidade da água tratada na planta de tratamento de água. Para superar essas limitações, modelos de redes neurais artificias (RNAs) foram construídos para permitir a predição da dosagem do sulfato de alumínio e do hidróxido de sódio numa planta de tratamento de água para fins industriais. O desempenho dos modelos de predição da dosagem do sulfato de alumínio e do hidróxido de sódio apresentaram resultados satisfatórios, com correlação (R^2) entre valores medidos e preditos de 82,7 e 83,1%, respectivamente.

PALAVRAS-CHAVE: coagulação; hidróxido de sódio; redes neurais artificiais; sulfato de alumínio; teste de jarro.

1. INTRODUÇÃO

O processo de clarificação compreende as operações de coagulação, floculação e decantação, e tem por objetivo a remoção de impurezas como sólidos em suspensão, sólidos em estado coloidal e sólidos em solução, representando uma importante etapa no tratamento de água. O processo de coagulação necessita da aplicação de um agente químico coagulante – o sulfato de alumínio ($Al_2(SO_4)_3.nH_2O$) é o mais comumente utilizado – que detém a função de reduzir as forças eletrostáticas de repulsão entre as partículas em suspensão, assim como as dissolvidas, permitindo a posterior aglomeração das partículas (floculação). Para tal, o pH da solução a ser tratada deve estar dentro de uma faixa desejável para que a ação do coagulante seja satisfatória, então o hidróxido de sódio (NaOH) é utilizado como para ajustar o pH durante o processo de coagulação.

O pH tem sido apontado na literatura como uns dos mais importantes parâmetros nas fases de coagulação e floculação no tratamento de água (DI BERNARDO e DANTAS, 2005; KEMMER, 1988; TANAKA et al., 1999). O efeito do valor de pH pode ser considerado como crítico ao processo de coagulação, devido ao fato de que espécies hidrolisadas a serem formadas com a adição do coagulante depende do nível do pH (TANAKA et al., 1999) o que pode representar uma melhor ou pior coágulo-floculação. Na Figura 01, é demonstrado o efeito da dosagem do coagulante em diferentes faixas de pH, de modo que o pH ótimo permanece praticamente constante enquanto que a faixa de pH torna-se menos restritiva ao passo que a dosagem de coagulante aumenta. Ou seja, é possível obter uma dosagem ótima do coagulante a partir de um melhor ajuste do pH.

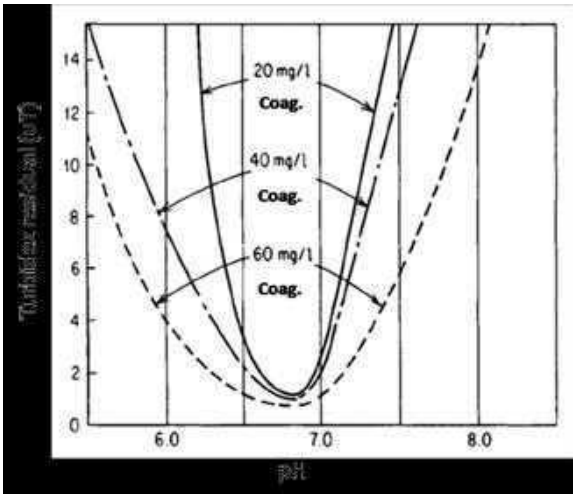


Figura 01: Efeito da dosagem de coagulante em diferentes faixas de pH. Fonte: Adaptado de Kemmer *et al*. (1988).

A dosagem ideal dos agentes coagulante e de ajuste do pH é uma função da qualidade da água a ser tratada e são obtidos através do ensaio denominado teste de jarro (Di Bernardo e Dantas, 2005; Richter e Netto, 2002). Em plantas de tratamento de água que são alimentadas por águas superficiais naturais a qualidade da água bruta sofre amplas variações, o que representa um problema para determinação das dosagens ideais em tempo real pelo fato de se demandar um devido tempo pra realização do teste de jarro (Maier *et al*., 2004; Menezes *et al*., 2009; Wu e Lo, 2008) – o que coloca em risco a especificação da água clarificada produzida.

As redes neurais artificiais (RNAs) têm demonstrado ser cada vez mais promissoras na modelagem de processos de tratamento de água (ASCE Task Committee on Water Supply Engineering, 2005; Flood e Kartam, 1999; Maier e Dandy, 2000). As RNAs são sistemas computacionais estruturados pelo processo de aprendizagem a partir da apresentação de dados (Haykin, 2001), buscando a generalização do sistema que lhe é apresentado, através do ajuste de seus pesos sinápticos o que lhe confere a habilidade de detecção e mimetização de estruturas (Braga *et al*., 2007).

A proposta deste trabalho é apresentar o desenvolvimento de modelo computacional que permita a predição das dosagens do sulfato de alumínio e do hidróxido de sódio. Para tal, modelos de redes neurais artificiais (RNAs) foram construídos, testados e validados com dados dos resultados dos testes de jarro, das medidas de qualidade de água bruta e tratadas de uma planta de tratamento de água, num período de seis anos.

2. DESCRIÇÃO DOS DADOS

2.1 Amostras

As amostras utilizadas nesse estudo foram provenientes de uma planta de tratamento de água para fins industriais localizada no município de Camaçari-Bahia, Brasil. As medidas dos parâmetros de qualidade da água bruta, da dosagem do coagulante e do agente de ajuste de pH, bem como parâmetros de qualidade da água tratada dos resultados dos testes de jarro realizados durante um período de seis anos foram utilizados para o desenvolvimento e validação dos modelos. Estas variáveis encontram-se dispostas no Quadro 01, onde são apresentadas suas faixas de variação. No teste de normalidade de Anderson-Darling (AD) todas as variáveis apresentaram valor acima do valor crítico, rejeitando-se a hipótese de normalidade.

Os parâmetros de qualidade água bruta são: pH (pH_e), cor (cor_e), turbidez (turb_e), sólidos em suspensão (ss_e) e alcalinidade (alca_e). Os agentes químicos: sulfato de alumínio (Sulf_e) e o hidróxido de sódio (NaOH_e). Os parâmetros de água tratada: pH (pH_s), cor (cor_s), turbidez (turb_s), sólidos em suspensão (ss_s) e alumínio residual (alum_s). Os sufixos “e” e “s” foram utilizados para indicar as variáveis de entrada e saída do processo de tratamento água.

Quadro 01: Faixa de variação dos dados disponíveis.

	Água bruta					**Dosagem dos Agentes Químicos**		**Água Tratada**				
	pH_e	cor_e	ss_e	turb_e	alca_e	NaOH_e	Sulf_e	pH_s	cor_s	ss_s	turb_s	alum_s
	-	(uH)	(mg/L)	(uT)	(mg/L)	(mg/L)	(mg/L)	-	(uH)	(mg/L)	(uT)	(mg/L)
Mínimo	5,7	11	2	0,5	8	0	5	4,5	1	1	0,06	0,0
Máximo	8,5	696	84	38	24	35	75	7,2	102	12	9,1	1,0

3. DESENVOLVIMENTO DOS MODELOS DE RNA

3.1 Pré-Processamento dos Dados

Os resultados dos testes de jarro totalizaram 1940 amostras. Os limites das funções de ativação sigmoidais usados nas camadas das RNAs detêm como limites 0,0 e 1,0. Desta forma, torna-se necessário o escalonamento (normalização) dos dados para que estejam no mesmo limite. Somado a tal, a normalização torna-se necessária pelo fato de que cada variável possui uma amplitude de variação distinta, o que afeta fortemente o comportamento da rede por privilegiar determinada variável em detrimento de variáveis com menor amplitude, no processo de ajuste dos pesos (Lopreato, 2009; Oliveira-Esquerre, 2003; Maier e Dandy, 2000).

Ainda, Maier e Dandy (2000) atentam para o fato de que se os valores dos dados forem escalonados nos limites extremos da função de transferência, o grau de atualização dos pesos torna-se pequena e flutuações locais no treinamento são prováveis de ocorrer. Desta forma, é aconselhável deslocar os limites de escalonamento em relação aos limites de resposta da função de transferência. Contudo, a normalização num intervalo muito curto (por exemplo, entre 0,2 e 0,8) pode promover a perda de informações não-lineares (Oliveira-Esquerre *et al.*, 2004b). Portanto, os dados foram normalizados entre 0,1 e 0,9. Após análise de *outliers* - realizada com análise das séries temporais, método dos quartis e análise gráfica dos *scores* da primeira e segunda componentes principais - alguns dados espúrios foram excluídos, reduzindo o conjunto à 1927 amostras.

3.2 Divisão dos Dados

Após a análise de *outliers*, as 1927 amostras disponíveis foram divididas em três conjuntos: treinamento, validação e teste. Segundo Oliveira-Esquerre *et al.* (2004a), os dois primeiros conjuntos são utilizados para a calibração dos modelos, os quais detêm seus pesos ajustados (treinamento) e a predição simultaneamente testada (pelo conjunto de validação, o que determina quando parar o treinamento e otimização da rede). O conjunto de teste, contendo dados que não foram apresentados à rede, é utilizado para avaliar (testar) a habilidade de generalização do modelo.

Inicialmente, foi realizado um procedimento de divisão dos dados na tentativa de que os três conjuntos detivessem uma mesma população estatística e com os dados de todo o período de amostragem. Os dados foram ordenados de acordo com as datas de realização dos testes de jarro. Então, cada amostra (dados com resultado de um jarro em específico) foi selecionada para um grupo. Desta forma os dados foram separados em 03 (três) grupos, que após terem sido aleatorizados foram retirados 60% para treinamento, 25% para validação e 15% para teste. As amostras dos conjuntos de validação e teste que apresentaram dados com valores maiores ou menores que os do conjunto de treinamento, foram migrados pra este, já que as redes neurais apresentam deficiência na extrapolação (Bowden *et al*., 2002; Flood e Kartam, 1994; Oliveira-Esquerre *et al.*, 2004b).

As estatísticas máximo, mínimo e amplitude interquartil de cada variável para os três conjuntos foram avaliadas a fim de checar se o procedimento de divisão dos dados permitiu que estes detivessem uma população estatística similar. Somado a tal, a análise estatística multivariada PCA (Análise de Componentes Principais) foi utilizada para avaliar esta similaridade de forma mais eficaz através da observação do gráfico de *scores* dos três conjuntos (Oliveira-Esquerre, 2003).

3.3 Seleção de Variáveis

Para selecionar as variáveis de entrada dos modelos de redes neurais artificiais, foi avaliado o grau de correlação entre as variáveis. Inicialmente, utilizou-se o gráfico de *loadings* da primeira e segunda componentes principais via PCA (Figura 02). Observa-se uma concordância das relações físicas entre a cor, sólidos suspensos e turbidez, bem como entre pH e alcalinidade. Como a aplicação do alcalinizante (NaOH_e) se dá em função da dosagem de coagulante (Sulf_e), com o intuito de ajustar o pH ótimo à coagulo-floculação, a correlação é evidenciada.

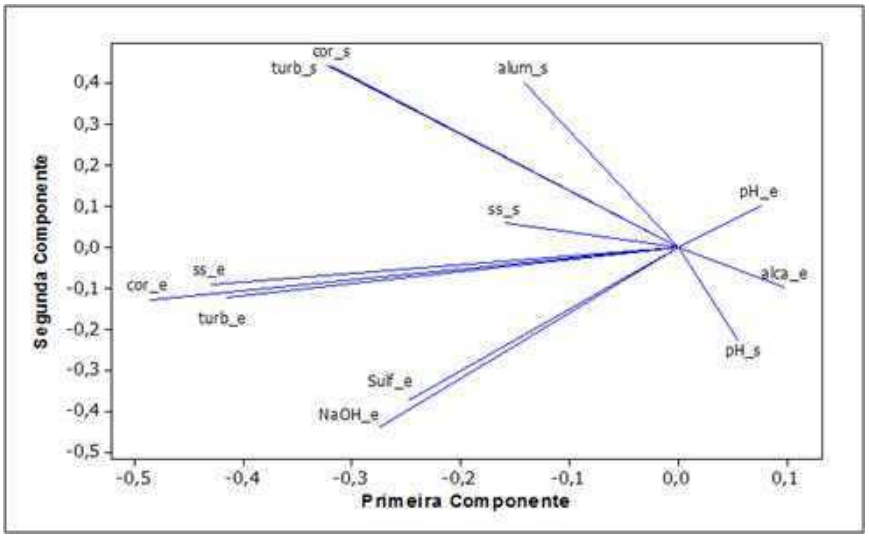


Figura 02: Gráfico dos *loadings* correspondentes à primeira e segunda componente principal.

O coeficiente de Spearman foi utilizado para avaliar o grau de correlação, sem requerer que a correlação entre as variáveis seja linear e que os dados detenham uma distribuição normal (Hogg e Craig, 1995; Montgomery e Runger, 2003) – ver Quadro 02.

Os resultados demonstram que as variáveis pH_e, cor_e, ss_e, alca_e e ss_e apresentaram correlação com significância estatística (para um intervalo de confiança de 95% - estimado a partir do teste do p-valor) com as variáveis Sulf_e e NaOH_e. As variáveis pH_s e alum_s também apresentaram correlação com significância estatística com o NaOH_e, pela ação deste na regulação do pH durante a coagulação. Assim como apresentado pelos *loadings* do PCA, o coeficiente de Spearman também demonstra uma forte correlação entre o NaOH_e e o Sulf_e – já que a dosagem do primeiro aplica-se em função da alcalinidade que deseja dispor para reagir com segundo.

Quadro 02: Matriz dos coeficientes de correlação de Spearman.

	pH_e	cor_e	ss_e	turb_e	alca_e	NaOH_e	Sulf_e	pH_s	cor_s	ss_s	turb_s
cor_e	**-0,129**										
ss_e	-0,018	**0,772**									
turb_e	0,032	**0,880**	**0,732**								
alca_e	**0,051**	**-0,155**	**-0,066**	**-0,153**							
NaOH_e	**-0,269**	**0,341**	**0,225**	**0,259**	**-0,12**						
Sulf_e	**-0,231**	**0,255**	**0,174**	**0,156**	**-0,056**	**0,837**					
pH_s	**0,129**	**0,047**	-0,038	**0,066**	**0,046**	**0,114**	-0,038				
cor_s	**0,108**	**0,451**	**0,356**	**0,435**	**-0,11**	0,014	**-0,054**	**0,065**			
ss_s	**-0,16**	**0,164**	**0,213**	**0,053**	-0,036	**0,113**	**0,156**	-0,006	**0,119**		
turb_s	**0,164**	**0,511**	**0,435**	**0,502**	**-0,13**	-0,005	**-0,059**	**0,072**	**0,815**	**0,129**	
alum_s	**0,075**	-0,027	**0,101**	-0,019	-0,04	**-0,156**	-0,045	**-0,134**	**0,287**	**0,170**	**0,284**

Em negrito, os coeficientes de correlação entre as variáveis com significância estatística para um intervalo de confiança de 95%, ou seja, p-valor < 0,05.

As variáveis de entrada para o modelo de predição da dosagem do coagulante foram os parâmetros de qualidade de água bruta, de água tratada e a dosagem do agente químico de ajuste de pH. O modelo com esta arquitetura permite predizer a dosagem do Sulf_e, para um estado da água bruta e numa condição desejável da água tratada. A dosagem do NaOH_e pode ser obtida através da tentativa-erro, em que o seu valor pode ser variado permitindo observar o impacto da aplicação do alcalinizante na dosagem requerida de coagulante para se obter uma clarificação desejada. Desta forma, é possível obter uma dosagem mínima do coagulante a partir de uma estimativa da dosagem ideal de alcalinizante que será "consumida" no processo de formação das espécies hidrolisadas, a partir da regulação do pH dentro de uma faixa ótima. O modelo de predição do hidróxido de sódio foi construído com arquitetura similar, porém sendo o NaOH_e como variável de saída e o Sulf_e passando a ser variável de entrada.

Foram testadas RNAs com a introdução total e parcial dos parâmetros de qualidade da água bruta e tratada. No Quadro 03 são apresentadas de forma sistemática as variáveis de entrada e saída dos modelos construídos.

Quadro 03: Relação das variáveis de entrada e saída para os modelos construídos.

Modelo	Variáveis de entrada		Variáveis de saída
(I)	Entrada do Processo	pH_e, cor_e, turb_e, ss_e, alca_e, NaOH_e	Sulf_e
	Saída do Processo	cor_s, turb_s, ss_s, alum_s	
(II)	Entrada do Processo	pH_e, cor_e, turb_e, ss_e, alca_e, Sulf_e	NaOH_e
	Saída do Processo	cor_s, turb_s, ss_s, alum_s	

3.4 Escolha da Arquitetura do Modelo

A arquitetura da RNA se constitui de uma rede perceptron de múltiplas camadas (MLP). MLPs tem sido utilizadas com sucesso na predição da dosagem de coagulantes (Baxter *et al*., 1999; Joo et al., 2000; Maier *et al*., 2004; Wu e Lo, 2008; Menezes *et al*., 2009). As MLPs caracterizam-se por serem constituídas de uma camada de entrada (*input*) que são as variáveis de entradas que geram estímulos na camada intermediária (camada oculta) e por sua vez transmite os estímulos para camada de saída (*output*), gerando a variável de resposta. Quanto ao número de camadas e neurônios intermediários, foi levado em consideração que em estudo preliminar melhores resultados foram obtidos com duas camadas intermediárias (Menezes *et al.*, 2009), enquanto que o máximo de neurônios testados foi de $2.I + 1$ – onde I é o número de neurônios de entrada – como sugerido por Maier *et al*. (2004) e Wu e Lo (2008).

3.5 Treinamento da RNA

Como o algoritmo *backpropagation* é considerado muito lento para muitas aplicações (Braga *et al*., 2007) os modelos foram treinados utilizando modificações deste algoritmo, permitindo a aceleração do treinamento. Como função de ativação foi utilizada a sigmoidal, tendo sido testados os algoritmos Levenberg-Marquardt, *momentum* e regra "delta-bar-delta". O algoritmo Levenberg-Marquardt foi o que apresentou melhores resultados. O critério de parada do treinamento do modelo foi a validação cruzada, evitando a ocorrência de sobre-ajuste dos dados do conjunto de treinamento.

3.6 Validação do Modelo

Para testar a habilidade de generalização dos modelos foi utilizado o conjunto de teste, com amostras que não foram utilizadas no processo de treinamento. A avaliação do desempenho relativo dos modelos construídos foi estimada através da avaliação do coeficiente de correlação múltipla (R^2) e o coeficiente de correlação múltipla ($R^2_{adj.}$). Já o desempenho a cerca da habilidade dos modelos em predizer as dosagens foi avaliada a partir do erro absoluto médio (MAE) e da raiz quadrada do erro quadrático médio (RMSE), permitindo que seja avaliado se as predições do modelo são aceitáveis para o processo.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A geometria das redes que apresentaram melhores resultados para os modelos I e II são apresentadas no Quadro 04. Percebe-se que para o modelo em que há menos variáveis de entrada houve uma necessidade de mais neurônios nas camadas intermediárias (camadas ocultas). Tal pode significar que a falta de uma determinada informação importante (pela remoção do ss_s na camada de entrada) exigiu uma rede com maior complexidade (e desta forma maior esforço computacional) para gerar o sinal na camada de saída.

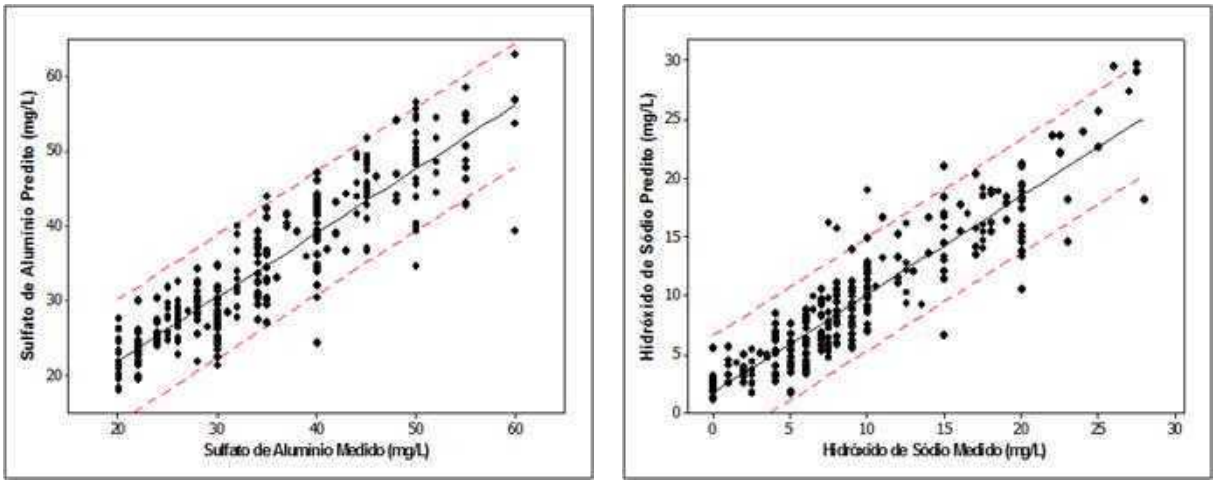
Quadro 04: Geometria dos modelos.

	Neurônios			
Modelo	Camada de entrada	Camada oculta 01	Camada oculta 02	Camada de saída
(I)	10	8	8	01
(II)	10	8	7	01

Na Figura 03 é demonstrada a relação dos valores preditos versus o medido da dosagem do sulfato de alumínio para o conjunto de teste de ambos os modelos - para um intervalo de

predição de 95%. Para as medidas de desempenho relativo, o modelo I apresentou o valor de R^2 de 82,7% e $R^2_{adj.}$ de 82,6%, o que representa um desempenho satisfatório. Em relação ao desempenho na habilidade de predição da dosagem, o modelo apresentou um MAE de 3,40 mg/L e um RMSE de 0,18. Observando o gráfico, percebe-se que o modelo I apresenta relativa deficiência na predição de baixas dosagens do sulfato de alumínio.

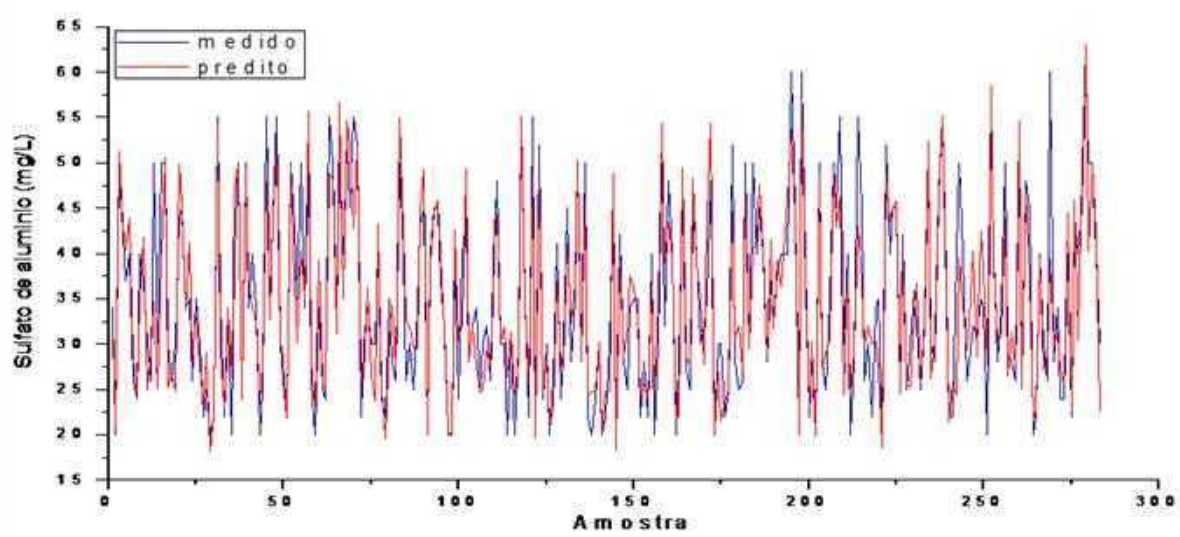
Quanto ao modelo II obteve-se o valor de R^2 de 83,1% e $R^2_{adj.}$ de 83,0%, o que também representa um desempenho satisfatório. Em relação à habilidade de predição da dosagem, o modelo apresentou um MAE de 3,37 mg/L e um RMSE de 0,19.



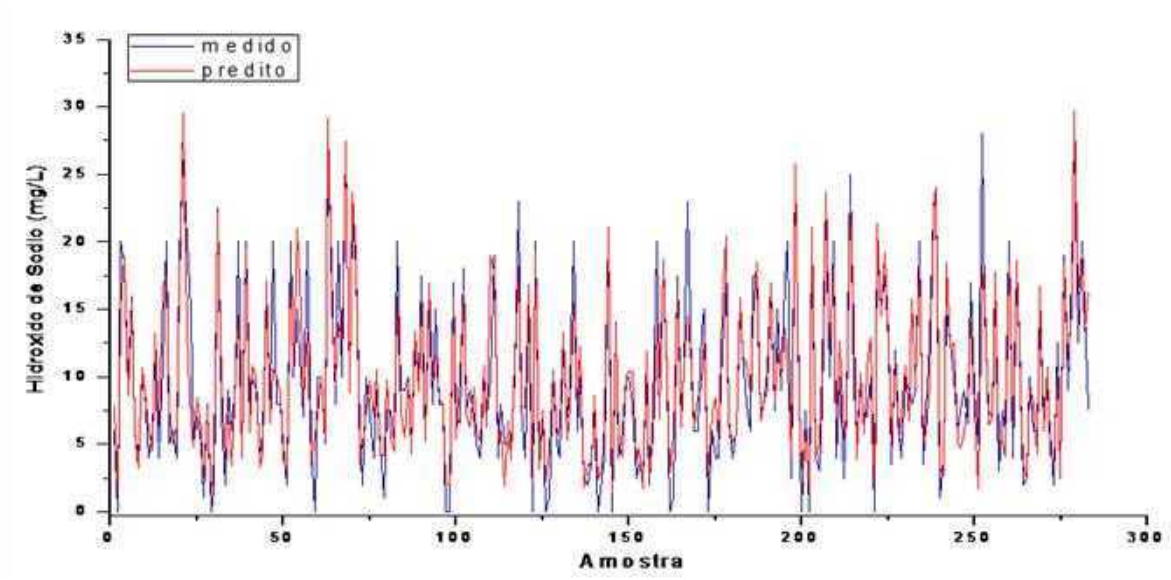
(a) (b)

Figura 03: Relação entre os valores medidos e preditos para o conjunto de teste na predição da dosagem do sulfato de alumínio [modelo I - (a)] e na predição da dosagem do hidróxido de sódio [modelo II - (b)]. As linhas tracejadas vermelhas indicam o intervalo de predição de 95%.

Para auxiliar na avaliação da capacidade de predição dos modelos, séries temporais dos valores medidos e preditos da dosagem do sulfato de alumínio foram construídas (Figura 04). Observa-se que ambos os modelos conseguem gerar uma predição relativamente boa. A maior parte dos picos de dosagem predita segue a tendência dos valores medidos, representando certa habilidade de predição em condições operacionais adversas (ou seja, com significativa variação na dosagem requerida).



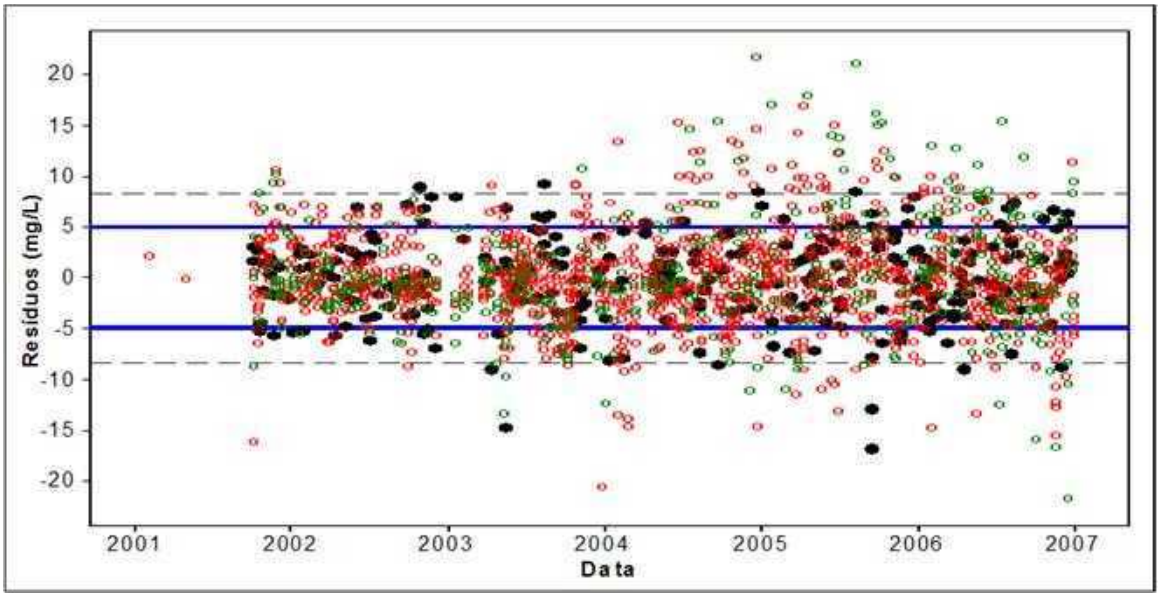
(a)



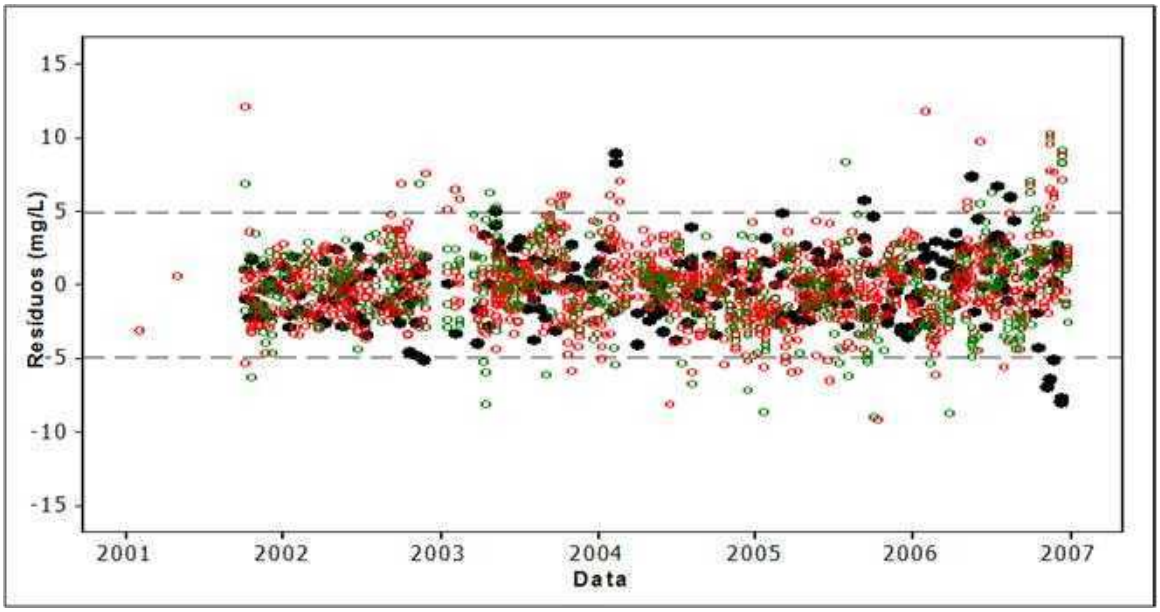
(b)

Figura 04: Gráfico de séries temporais dos dados medidos e preditos para o conjunto de teste dos modelos I (a) e II (b).

As séries temporais dos resíduos dos modelos construídos estão dispostos na Figura 05, e nenhum padrão sistemático é observado. Ainda, o modelo I apresentou cerca de 80% dos resíduos do conjunto de teste dentro dos limites de variação considerados na operação de dosagem do coagulante (± 5,0 mg/L), na planta de tratamento em questão – linhas de cor azul na Figura 05 (a).



(a)



(b)

Figura 05: Séries temporais dos resíduos para o conjunto de treinamento (o), validação (o) e teste (•) dos modelos I (a) e II (b). As linhas tracejadas indicam um intervalo de 95% de confiança para os dados do conjunto de teste.

5. CONCLUSÕES

Os modelos desenvolvidos fornecem um resultado de predição satisfatório, de forma a demonstrar que as RNAs são capazes de produzir predições com precisão das dosagens ótimas do sulfato de alumínio e do hidróxido de sódio. Nos modelos desenvolvidos a estimativa de uma variável depende da variação da outra, o que não representa dificuldade para operadores que já detenham um conhecimento empírico da dosagem de um em função do outro (pois tal é praticado comumente na realização do ensaio do teste de jarro em laboratório). Desta forma, em relação ao modelo I, através da qualidade da água bruta, da qualidade de água clarificada requerida e variação da dosagem do hidróxido de sódio torna-se possível observar o efeito na dosagem requerida do sulfato de alumínio, e permite estimar uma dosagem mínima do coagulante.

O uso dos modelos desenvolvidos permite diminuir o número de experimentos (testes de jarro) e realizar a predição de dosagens ótimas do sulfato de alumínio e do hidróxido de sódio na planta de tratamento de água da qual foram realizados os ensaios. Tal possibilita que: as dosagens destes agentes químicos sejam determinadas em tempo hábil após, por exemplo, ocorrência de chuva que tenham promovido mudanças significativas na qualidade da água bruta; a dosagem mais correta do sulfato de alumínio e do hidróxido de sódio que reduziria o custo operacional sem a perda de especificação da água clarificada. Ressalta-se ainda que as conclusões se apresentam como preliminares, pois o estudo ainda está em andamento e estes modelos apresentados encontram-se em fase de aprimoramento.

SIMBOLOGIA

alca_e	Alcalinidade na água bruta
alum_s	Alumínio residual na água clarificada
cor_e	Cor da água bruta
cor_s	Cor da água clarificada
MAE	Erro absoluto médio
MLP	Redes *perceptron* de múltiplas camadas
NaOH_e	Dosagem do hidróxido de sódio
PCA	Análise de Componentes Principais
pH_e	Potencial hidrogeniônico na água bruta
pH_s	Potencial hidrogeniônico na água clarificada
R^2	Coeficiente de correlação múltipla
$R^2_{adj.}$	Coeficiente de correlação múltipla ajustado
RMSE	Raiz quadrada do erro quadrático médio
RNA	Redes Neurais Artificiais
ss_e	Sólidos em suspensão na água bruta
ss_s	Sólidos em suspensão na água clarificada
Sulf_e	Dosagem do sulfato de alumínio
turb_e	Turbidez na água bruta
turb_s	Turbidez na água clarificada

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à FAPESB (Termo de Outorga nº BOL1597/2008) pelo apoio financeiro a pesquisa; à empresa fornecedora dos dados, em específico Joilton Silva, Romilson Santos e Josoel Silva; e à Mario Cezar Matos por discussões a cerca do processo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASCE Task Committee on Water Supply Engineering (2005). *Artificial Neural Networks in Water Supply Engineering*. Edited by S. Lingireddy and G. Brion. ASCE, American Society of Civil Engineers Press. Virgínia, USA.

Baxter, C.W.; Stanley, S.J.; Zhang, Q. (1999). Development of a full-scale artificial neural network model for the removal of natural organic matter by enhanced coagulation. *Journal of Water Supply: Research and Technology-Aqua* (48), nº 04, 129-136.

Bowden, G.J.; Maier, H.R.; Dandy, G.C. (2002). Optimal division of data for neural networks models in water resources applications. *Water Resources Research* (38), n° 02, 1-11.

Braga, A.P.; Carvalho, A.C.; Ludermir, T.B. (2007). *Redes Neurais Artificiais: teoria e aplicações*. 2ª edição. LTC. São Carlos.

Di Bernardo, L.; Dantas, A.D.B. (2005). *Métodos e Técnicas de Tratamento de Água*, 2ª edição, v. 1. RiMa. São Carlos, Brasil.

Flood, I.; Kartam, N. (1994). Neural networks in civil engineering. I: principles and understanding. *Journal of Computing in Civil Engineering*, ASCE (08), nº 02, 131-148.

Haykin, S. (2001). *Redes Neurais: Princípios e Prática*. 2ª edição. Tradução: Paulo Martins Engel. Porto Alegre. Bookman.

Hogg, R.V.; Craig, A.T. (1995). *Introduction to Mathematical Statistics*. 5th edition. Prentice Hall. USA.

Joo, D.-S.; Choi, D.-J.; Park, H. (2000). Determination of optimal coagulant dosing rate using an artificial neural network. *Journal of Water Supply: Research and Technology-Aqua* (49), nº 01, 49-55.

Kemmer, F.N. (1988). *The Nalco Water Handbook*. 2nd edition. McGraw-Hill. USA.

Lopreato, L.G.R. (2009). *Desenvolvimento de modelo neural a partir de sistemas binários para predição de equilíbrio líquido-vapor de sistemas ternários*. Dissertação de Mestrado – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Química, Campinas.

Maier, H.R.; Dandy, G.C.; (2000). Neural Networks for the Prediction and Forecasting of Water Resources Variables: a Review of Modelling Issues and Applications. *Elsevier Environmental Modelling & Software*, v.15, 101-124.

Maier, H.R.; Morgan, N.; Chow, C.W.K. (2004). Use of Neural Networks for Predicting Optimal Alum Doses and Treated Water Quality Parameters. *Environmental Modelling & Software* (19), 485-494.

Menezes, F.C.; Oliveira-Esquerre, K.P.; Kalid, R.A.; Kiperstok, A.; Mattos, M.C.; Moreira, R. (2009). Redes neurais artificiais aplicadas ao processo de coagulação. *Engenharia Sanitária e Ambiental* (14), Rio de Janeiro, n. 4, 449-454.

Montgomery, D.C.; Runger, G.C. (2003). Applied statistic and probability for engineers. 3rd edition. John Wiley & Sons. USA.

Oliveira-Esquerre, K.P.; Seborg, D.E.; Bruns, R.E.; Mori, M. (2004a). Application of stead-state and dynamic modeling for the prediction of the BOD of an aerated lagoon at a pulp and paper Mill Part I. Linear approaches. *Chemical Engineering Journal* (104), 73-81.

Oliveira-Esquerre, K.P.; Seborg, D.E.; Mori, M.; Bruns, R.E. (2004b). Application of stead-state and dynamic modeling for the prediction of the BOD of an aerated lagoon at a pulp and paper Mill Part II. Nonlinear approaches. *Chemical Engineering Journal* (104), 73-81.

Oliveira-Esquerre, K.P. (2003). Aplicação de técnicas estatísticas multivariadas e de redes neurais na modelagem de um sistema de tratamento de efluentes industriais. Tese de Doutorado – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Química, Campinas.

Richter, C.A.; Netto, J.M.A. (2002). *Tratamento de Água: Tecnologia Atualizada*. Edgard Blücher. São Paulo, Brasil.

Tanaka, C.; Imafuku, M.; Kobayashi, N.; Kuzuhara, M.; Mitsuda, Y.; Mori, T.; Shimizu, T.; Suzuki, T.; Takahashi, T.; Watanabe, T.; Yoshitomi, K. (1999). *Kurita Handbook of Water Treatment*. Kurita Water Industries Ltda. Tokyo.

Wu, G.-D.; Lo, S.-L. (2008). Predicting real-time coagulant dosage in water treatment by artificial neural networks and adaptive network-based fuzzy inference system. *Engineering Applications of Artificial Intelligence* (21), 1189-1195.

PRINCIPAIS PROCEDIMENTOS NA EXECUÇÂO DE CAMPANHAS DE MEDIÇÃO DE CAUDAL EM REDES DE DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS

Pedro A. FERNANDES (1)

RESUMO

As campanhas de medição de caudal devem incluir um bom planeamento de todas as suas etapas (inspecção, definição das soluções de medição, monitorização e tratamento dos dados).

Para tal, é necessário fazer um prévio trabalho de campo, inspeccionar o interior de todas as câmaras de visita onde se pretende fazer a medição, de forma a recolher elementos que irão permitir definir quais as tecnologias e soluções de medição mais adequadas.

Devem ser previstos procedimentos para avaliação do ponto de medição, tanto na sua vertente de qualidade das medições, como na segurança e logística associadas.

As regras de segurança e higiene não podem ser minimizadas e deve ser definido um plano de monitorizações que permita um controlo mais adequado dos pontos de medição.

Os dados “em bruto” deverão ser analisados e validados de forma a possibilitarem o seu rigor e fiabilidade.

As séries temporais obtidas podem ser cruzadas com outros dispositivos de medição. Podem também ser trabalhadas com outras ferramentas, de forma a que se obtenham resultados mais caracterizadores, de mais fácil acesso e que permitam uma melhor interpretação dos resultados.

Palavras-chave: inspecção, medição de caudal, monitorização, tratamento de dados

(1) Licenciatura em Engenharia Civil, 2004 (IST), Gestor de Produto Nivus e Gandalf(DHI) na Contimetra, 2790-138 Carnaxide, Portugal. E-mail:contimetra@contimetra.com Tel:214203900 Fax:214203901

1 - INTRODUÇÃO

Para um correcto planeamento de uma campanha de medição de caudal em redes de saneamento é recomendável fazer um prévio reconhecimento da rede, com auxílio do cadastro e localizar os troços e câmaras de visita.

Com os elementos recolhidos, é possível fazer um diagnóstico, e elaborar normas e procedimentos para a execução da campanha de medição. São avaliadas as condicionantes e é, também determinada a melhor solução de medição. Para além disso, é recomendável elaborar um cronograma das instalações, monitorizações e desmontagens. O software de análise e tratamento de dados deverá ser parametrizado de forma a incluir todos os dispositivos de medição. Recomenda-se um trabalho conjunto entre as entidades envolvidas no projecto, fundamentalmente durante as inspecções aos locais, para se compreenderem as condicionantes e possibilitar um espírito crítico na solução de medição a adoptar.

2 - PRÉ-INSPECÇÃO DOS TROÇOS DE MEDIÇÃO

A pré-inspecção deverá tem como primeiro objectivo, o reconhecimento do terreno, a localização das câmaras de visita, a abertura das tampas, a obtenção de autorizações para o acesso a locais privados, a avaliação das condições de acesso aos locais, e a pré-avaliação das condições de escoamento.

Nesta pré-inspecção deverão ser anotadas todas as câmaras de visita onde se irão realizar as inspecções ao seu interior.

Os principais objectivos são:

- Definir os troços para medição e estudar alternativas;
- Em caso de impossibilidade de medição em determinado troço, avaliar a viabilidade de subdivisão de troços;
- Marcar as câmaras onde existem condições mínimas para uma medição;
- Anotar características de cada caixa de visita – quedas, curvas, ramais, troço rectos;
- Elaborar um quadro resumo de todos os pontos a inspeccionar.

3 - INSPECÇÃO

Após a pré-inspecção, é necessário caracterizar mais pormenorizadamente os pontos de medição.

A avaliação dos locais terá em consideração a qualidade da medição e a segurança e logística associadas.

A inspeção é realizada no exterior e interior da câmara de visita e tem como objecto reunir parâmetros que, devidamente ponderados, irão definir o melhor local de instalação e a solução de medição mais adequada.



Figura 1. Fotos de um

3.1 - Qualidade das medições

As inspecções servem para caracterizar os po star condicionantes à medição e recolher informação para posterior parametrização do equipamento.

Em primeira análise, os troços devem ser pouco inclinados, rectos (a montante e a jusante) e, sem quedas ou curvas. O escoamento deverá ser uniforme, rectilíneo, paralelo e ter uma lâmina líquida plana, tanto quanto possível. Quanto mais afastado se encontrar destas condições ideais, maior a necessidade de reunir informação para estudar alternativas.

Para uma correcta avaliação do local, devem ser registados os seguintes parâmetros:

a. Geometria e dimensões da secção transversal: Definição das dimensões reais da secção transversal do colector, no troço imediatamente a montante da câmara de visita. Ter em atenção possíveis diferenças dos valores cadastrados.

b. Secções ovalizadas: Em colectores circulares, verificar se existe ovalização do colector, medir as dimensões horizontal e vertical e definir a excentricidade.

c. Sedimentação e acumulação de lixo: Medição do nível e do tipo de sedimentação, e verificação de eventual existência de lixo no interior da câmara de visita e no colector.

Avaliação da necessidade de limpeza e definição de uma tabela para registos de sedimentação, de forma a avaliar possíveis variações.

d. Avaliação das alturas de escoamento, mínima e máxima de tempo seco, e do nível durante eventos de precipitação: Para um reconhecimento das condições normais de funcionamento do colector é útil avaliar as alturas de escoamento mínimas e máximas de tempo seco.

e. Possibilidade da câmara de visita entrar em carga: Prevenir a integridade do equipamento durante longos períodos de imersão e definir o equipamento mais adequado**.**

f. Elevada inclinação do colector e troço não rectilíneo: Nos casos em que o troço a montante tem algumas irregularidades, associadas a um regime turbulento, faz com que o escoamento tenha uma lâmina líquida com ondulações.

O erro associado à medição de pequenas alturas de escoamento nestas condições, poderá ser muito elevado.

g. Existência de ramais de descarga: Identificação da existência de ramais, ligações indevidas ou colectores de ligação. Estes podem interferir com o troço de medição, principalmente durante eventos de precipitação e caudais mais elevados.

h. Caleira na caixa de visita em mau estado de conservação e existência de curvas: As influências de jusante nas medições aumentam em troços mais inclinados e com caudais mais elevados. Deverá ainda, ser avaliado o degrau na transição do colector para a caixa de visita.

i. Influências de jusante: Influência da maré, incapacidade de descarga a jusante e obstruções a jusante. É necessário prever a possibilidade de haver ocorrência de velocidades negativas.

j. Registo de outras informações que caracterizam o escoamento:

- Existência de gorduras, lixo, pedras ou terra;
- Temperatura do escoamento;
- Medição da velocidade e registo do material e inclinação do colector;
- Necessidade de limpeza do colector e da câmara de visita.

3.2 - Segurança e Logística

As inspecções permitem caracterizar as condicionantes de acesso às câmaras de visita, as distâncias onde se pode descarregar o equipamento de segurança e verificar limitações de acesso aos locais. O planeamento da campanha está necessariamente associado às caracteristicas dos locais, e quanto maior o número de medidores de caudal instalados em simultâneo, maiores serão as preocupações de manutenção e controlo de todo o projecto.

Os trabalhos não devem ser realizados durante eventos de precipitação (devido ao perigo de acréscimo repentino do caudal) nem durante as horas de muito calor. Condições de trabalho adversas podem provocar erros e acidentes de trabalho.



Figura 2. Uso do tripé e medidor de gases

Durante as inspecções deverão ser registados os seguintes parâmetros:

a. Identificação de todas as câmaras de visita da rede de saneamento: Caixas de visita não cadastradas, enterradas ou escondidas por vegetação ou de muito dificil acesso. Localização e abertura das tampas das câmaras de visita.

b. Terrenos privados, cultivados ou de difícil acesso: Necessidade de obtenção de autorizações dos propiratários dos terrenos e de estudar a melhor solução de logística e de transporte dos equipamentos de segurança.

c. Estradas com trânsito: Necessidade de articulação com a policia de trânsito para efectuar trabalhos na via pública durante as inspecções, a instalação, monitorizações e desmontagem do equipamento.

d. Existência de perigos no acesso à câmara de visita: Um diâmetro reduzido na entrada da câmara de visita poderá , em caso de emergência, dificultar o resgate do operador que se encontra no interior da câmara. É importante avaliar as condições de instalação do tripé ou de outro tipo de solução no acesso ao interior das câmaras.

e. Colectores visitáveis: No caso de o colector ser visitável são necessários pelo menos dois operadores no interior do colector e um no exterior da câmara de visita.

f. Sujidade extrema: Recomendam-se cuidados adicionais, quer no equipamento a utilizar, que nos protocolos de segurança.

É recomendável fazer uma prévia limpeza da câmara de visita.

g. Câmaras de visita sem escadas ou em condições muito perigosas: Necessidade de precauções adicionais, uma vez que podem haver escadas em perigo de colapso e manilhas desfazadas que podem colocar o operador em perigo.

h. Existência de gases: Necessidade de ventilar a câmara de visita,durante, pelo menos 10 minutos.

Caso existam gases no interior da câmara, não é efectuada a descida. Deverão ser medidos pelo menos os seguintes parâmetros: % de Oxigénio, H2S, CH4 e CO.

i. Altura de escoamento e velocidade elevadas: Nestes casos é necessário efectuar trabalho nocturno, durante o período de caudais mínimos diários. Verificar-se a possibilidade de haver descargas de uma estação elevatória que posssam provocar um repentido acréscimo de caudal.

j. Registo de outros elementos relevantes:

- Avaliar a necessidade de tamponar ou desviar o caudal durante a instalação.
- Avaliar a necessidade de intervenções de construção civil no sentido de melhorar as condições de medição, de acesso e de segurança na câmara de visita.

4 - PLANEAMENTO DA CAMPANHA E SOLUÇÃO DE MEDIÇÃO

Nesta fase, é necessário reunir toda a informação, definir prazos para a instalação e prever toda a logística associada ao período das monitorizações.

Nem sempre é possível seleccionar uma solução de medição que permita medir com elevado rigor, tanto pequenos, como elevados caudais. Soluções alternativas devem ser bem equacionadas de forma a garantir a boa operacionalidade do colector, e evitar monitorizações muito frequentes.

A solução de medição será um resultado das condições de aplicabilidade do equipamento e das condicionantes do local. As incertezas na medição são de difícil quantificação. No entanto, podem ser identificadas e minimizadas. Uma solução com redundância de sensores permite, *à posteriori*, uma melhor avaliação e um melhor tratamento dos dados No entanto, isso nem sempre é possível, o que implica maiores cuidados de manutenção, de forma a evitar falhas nos sensores. A solução de medição é habitualmente assegurada por caudalímetros portáteis, alimentados a baterias, de fácil instalação e sem necessidade de obras de construção civil.

Os caudalímetros com multissensorização são os que melhor se aplicam a campanhas de medição de duração limitada. O cálculo do caudal é realizado utilizando a equação da continuidade, através da medição da altura de escoamento e velocidade média do escoamento.

4.1 - Exemplos de soluções e de incertezas

a. <u>Tubagem parcialmente Cheia - Medição do Nível e Velocidade</u>

Equação da Continuidade

$$\mathbf{Q = A \times \bar{v}} \qquad (1)$$

em que:

A = área secção molhada

$\bar{\mathbf{v}}$ = velocidade média do escoamento

Para a definição da área molhada é necessário parametrizar a geometria e as dimensões reais do colector. As secções ovalizadas deverão ser correctamente parametrizadas, sob pena de aumentar o erro na medição da área molhada.

A medição do nível estará associada a diversas incertezas (equipamento, calibrações, ondulações, entre outras). Como exemplo, um erro de 3mm na medição do nível, pode resultar num erro de 1,5% da área molhada para um colector DN500 e altura de escoamento de 0,25m, ou num erro de 14,8% para um colector DN200 e altura de escoamento de 0,03m.

Escoamentos com pequena altura de escoamento são, em regra, mais penalizados no rigor das medições.

Área Molhada

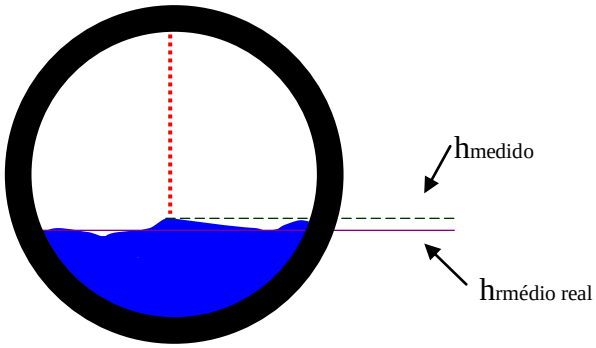


Figura 3. Medição do nível

Altura de Escoamento: Exemplo de erro de medição = **3mm**

DN	D_{int} [mm]	h_{real} [mm]	h_{medido} [mm]	A_{real} [mm^2]	A_{medido} [mm^2]	Erro
DN 200	200	30	33	2955	3392	**14,8%**
DN 200	200	100	103	15708	16308	**3,8%**
DN 500	500	30	33	4810	5539	**15,2%**
DN 500	500	100	103	27956	29163	**4,3%**
DN 500	500	250	253	98175	99675	**1,5%**

Quadro 1. Erro de medição – Altura de escoamento

Esta solução, de medição de nível e velocidade, será tanto melhor, quanto maior for a altura de escoamento e na ausência de ondulações.

É recomendável a existência de redundância de sensores de nível ultra-sónicos e de pressão.

Nos casos em que há sedimentação, é necessário descontar a área da sedimentação e ter em especial atenção eventuais variações ao longo do tempo.

Velocidade média do escoamento

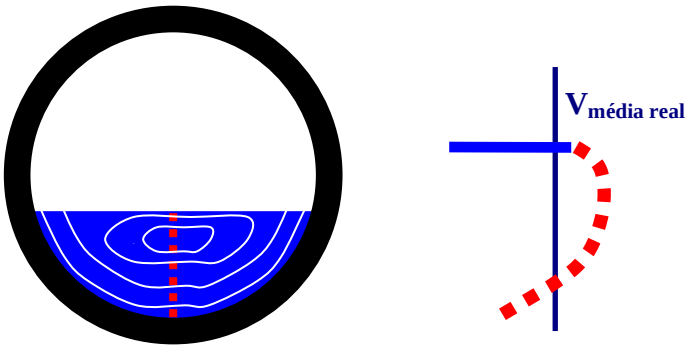


Figura 4. Medição da velocidade média

O método de medição da velocidade difere da tecnologia adoptada. As tecnologias de medição da velocidade mais utilizadas, são as seguintes:

- **Correlação Cruzada** – Reconhecimento digital de partículas e cálculo por correlação cruzada. Permite medir até 16 velocidades singulares e traçar o perfil de velocidade do escoamento.
- **Doppler contínuo** – Principio básico do efeito de doppler de onda contínua.
- **Doppler pulsado** – Princípio básico do efeito Doppler de onda pulsada.
- **Electromagnético** – Princípio de indução electromagnética.
- **Radar** – Princípio de radar – ondas electromagnéticas estão sujeitas a fenómenos de reflexão e também ao efeito de Doppler.

A tecnologia de medição seleccionada deverá assegurar a medição do caudal para pequenas alturas de escoamento e acima de meia secção e/ou entrada em carga do colector. Assim o local mais recomendável para instalação dos sensores é no troço a montante da câmara, com secção transversal bem definida e longe da influência da câmara de visita. A solução adoptada deverá prever a tecnologia instalada e ser realizada por pessoal com formação e experiência nos equipamentos.

b. Tubagem Cheia – "tipo cachimbo" - Medição da Velocidade

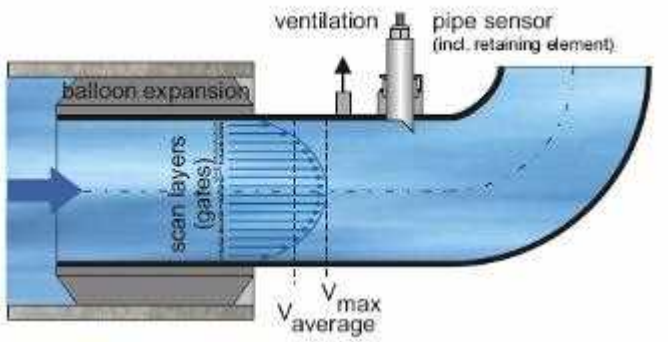


Figura 5. Tubagem "tipo cachimbo"

Esta solução tem uma secção transversal bem definida e o escoamento é feito em secção cheia. É aplicada a equação da continuidade, sendo que única medição efectuada é a da velocidade média.

Esta solução tem menos incertezas na medição e, em regra, apresenta muito bons resultados.

No entanto, é necessário assegurar a boa operacionalidade do colector, uma vez que este ficará em secção cheia a montante. Nos casos em que a carga poluente é elevada, a solução tem de ser bem equacionada, uma vez que a elevada concentração de gorduras e de sedimentação, pode provocar incertezas e falhas na medição. Deverá ser tido em consideração o caudal máximo e o mínimo, pois o sensor pode não ter uma resolução que permita uma correcta medição de velocidades baixas ou de velocidades muito elevadas. Nestes casos, habitualmente, não há redundância de sensores: uma falha do sensor resulta numa falha nas medições. Nestas circunstâncias é alterada a normal operacionalidade do colector e, em regra são necessárias monitorizações mais frequentes. Os dados recolhidos são apenas de caudal e não é possível traçar gráficos scatter.

c. Soluções alternativas e acessórios

Sempre que possível, deverão ser asseguradas diversas soluções (com possíveis prós e contras e definido o risco associado a cada uma.

A instalação de equipamentos acessórios (caleiras, barragens, prolongamento de tubagem) pode ser equacionada sempre que um ponto não apresente a fiabilidade desejada para medição. A instalação de equipamento de comunicação GPRS nos locais com maior necessidade de manutenção, permite o acesso às medições em tempo real, sem necessidade de deslocação ao local.



Figura 6. Exemplos de soluções de medição

4.2 - Procedimentos na execução da campanha

Após a selecção de todas as soluções de medição, é possível iniciar a preparação do equipamento específico para cada ponto.

Deverá ser realizado:

- Plano de instalação - começar pelos pontos de maior risco e incerteza.
- Estudo do comportamento dinâmico do local, tanto hidráulico, como de acumulação de lixo, de gorduras e de sedimentação.
- Plano de monitorizações – dar prioridade aos locais mais problemáticos e é recomendável ir adaptando o plano com o decorrer da campanha. Ter em consideração que não se efectuam trabalhos durante eventos de precipitação e ter, também a preocupação assegurar um plano com estabelecimento de prioridades, de forma a evitar atrasos que condicionem uma eficaz monitorização de todos os pontos.

5 - HIGIENE E SEGURANÇA NA EXECUÇÃO DOS TRABALHOS

As actividades de inspecção e monitorização em redes de saneamento devem prever regras de higiene e segurança do trabalho, como:

- Antes de se proceder a quaisquer trabalhos no interior da câmara de visita, deve ser removida a tampa para assegurar a ventilação, durante um período mínimo de dez minutos.
- No momento em que são retiradas as tampas, deve usar-se meios de sinalização e de protecção adequados a peões, a veículos e aos próprios trabalhadores.
- Deve efectuar-se a medição de gases no interior da câmara de visita e o acesso ao seu interior deverá ser precedido da verificação da limpeza e do estado de conservação das escadas a utilizar.
- Os trabalhos que decorram no interior de uma câmara de visita devem ser assistidos, no exterior, por um ou mais operadores, que permaneçam junto dessa câmara durante toda a operação.
- Os operadores que desçam às câmaras de visita devem utilizar equipamentos de protecção adequados, nomeadamente, tripé com sistema retráctil, arnês, capacete, lanterna

frontal, máscaras (nas situações em que se suspeite da presença de gases ou vapores perigosos), fato, luvas e botas adequadas.

- No caso de um operador que se encontre no interior de uma câmara de visita perder a consciência, osoperadores que lhe dão assistência à superfície devem procurar içá-lo através do uso de corda ou pelo sistema retráctil e, somente com máscara podem descer à câmara.

- A permanência de trabalhadores nas câmaras de visita ou no interior de colectores visitáveis deve ser interrompida pelo menos de meia em meia hora, por um período não inferior a dez minutos.

- As redes de colectores devem ser objecto de verificações periódicas, que incluam a realização de análises da atmosfera interior, de modo a prevenir os riscos de intoxicação, de asfixia e de explosão, resultantes, designadamente, de inadequadas condições de funcionamento (propícias à formação de gás sulfídrico), da falta de criterioso controlo das entradas de águas residuais e industriais e da deficiente ventilação dos colectores.

5.1 - Riscos mais frequentes

a. Insuficiência de oxigénio atmosférico: só é permitida a descida para valores de oxigénio igual ou superior a 17%, (salvo se for utilizado equipamento de protecção adequado), devendo ter-se presente que teores abaixo de 12% são muito perigosos e que valores inferiores a 7% são fatais;

b. Gás sulfídrico: não devem ser excedidas concentrações de 10 ppm e de 30 ppm para exposições diárias, respectivamente, de oito horas e de trinta minutos. E nunca deve ser excedida a concentração de 50 ppm;

c. Monóxido de carbono: não devem ser excedidas concentrações de 30 ppm e de 90 ppm para exposições diárias, respectivamente, de oito horas e de trinta minutos. E nunca deve ser excedida a concentração de 150 ppm;

d. Metano: para além do perigo de asfixia, se a sua concentração for suficientemente elevada para excluir o oxigénio normal da atmosfera do local de trabalho, formam-se misturas explosivas com o ar, para teores volumétricos compreendidos entre 5,3% e 14%, os quais devem, portanto, ser evitados;

e. Existência de vapores perigosos: Pode ocorrer a presença de gases ou de vapores perigosos, tais como vapores de combustíveis líquidos, vapores de solventes orgânicos e gases combustíveis;

f. Contacto com reagentes, águas residuais ou lamas: o contacto com águas residuais ou lamas que contenham microrganismos patogénicos envolve o risco de infecção;

g. Aumento brusco de caudal e inundações súbitas: Nos colectores pluviais ou unitários visitáveis, as operações de visita e de inspecção só devem ser feitas em condições favoráveis, isto é, quando não se preveja um aumento de caudal susceptível de pôr em risco a segurança dos trabalhadores;

h. Riscos de acidentes : Quedas dos trabalhadores, quedas de objectos, pancadas, choques com objectos, entre outros.

5.2 - **Equipamento de Higiene e Segurança**

Os trabalhadores devem utilizar equipamento de protecção de olhos, das vias respiratórias, das mãos e do corpo, e ter uma adequada manutenção do equipamento, nomeadamente do medidor de gases e do sistema retráctil.

Os trabalhos devem ser realizados com o seguinte equipamento:

- Pinos sinalizadores para sinalização da abertura da tampa;
- Capacetes de protecção – protecção da cabeça e da queda de objectos;
- Óculos ou viseiras – protecção dos olhos;
- Luvas de canhão alto para protecção das mãos e dos braços;
- Luvas duras para protecção das mãos contra agressões mecânicas no transporte de materiais e no uso de ferramentas mecânicas;
- Luvas para protecção contra agressões químicas ou microbiológicas;
- Botas de cano alto impermeáveis para protecção dos pés e das pernas contra a humidade e com biqueiras de protecção e solas antiperfuração;
- Fatos com bandas retrorreflectoras a utilizar em trabalhos (nocturnos ou diurnos) que decorram na via pública;
- Fato “tipo pescador”, para locais com altura de escoamento elevada;
- Máscara - protecção respiratória;
- Tripé e sistema retráctil;
- Arneses de segurança - em todos os locais em que haja risco de queda, perda de consciência ou arrastamento por corrente líquida;
- Linha de vida;
- Detectores de gases ou vapores perigosos com aviso sonoro;
- Lanterna frontal e de mão;
- Kit de primeiros socorros;
- Desinfectante para as mãos;

6 - INSTALAÇÃO E PARAMETRIZAÇÃO DO EQUIPAMENTO

Sempre que possível, o equipamento deverá ser pré-montado e transportado para o terreno. Para campanhas com muitos equipamentos é necessário fazer uma pré-parametrização, de forma a minimizar o tempo das instalações e a assegurar um melhor cumprimento dos prazos de instalação. As normas e precauções devem estrar-se definidas previamente, para

assegurar uma instalação rápida e eficaz. Deverá ser, também, certificado que todo o equipamento foi sincronizado com a mesma hora.

Após a instalação deverá ser feita uma "ronda" a todos os equipamentos para avaliação inicial do comportamento, e eventualmente, ajustar parâmetros.

Assegurar a colocação dos sensores fora dos limites de zonas de sedimentação e acumulação de gorduras.

As chapas devem estar perfeitamente ajustadas à tubagem, de forma a criar o mínimo de resistência ao escoamento e eventual acumulação de lixo.

7 - MONITORIZAÇÕES

As monitorizações permitem assegurar o correcto funcionamento de todos os caudalímetros.Cada ida ao terreno deverá ser realizada com o preenchimento de uma folha de monitorização, que permite assinar todas as ocorrências e alterações realizadas. Para cada ponto de medição, deverá ser registado um resumo de ocorrências, nomeadamente: *entrada em carga, muito lixo, gorduras, troca de baterias. existência de gases*.

Deverão ser realizadas as seguintes tarefas:

- Calibrar os sensores de nível – nomeadamente o sensor de pressão;
- Medir a sedimentação;
- Limpar chapas, sensores e todo o equipamento acessório de medição;
- Avaliar a necessidade de limpeza do colector e fazer a manutenção do equipamento.

8 - ANÁLISE E TRATAMENTO DOS DADOS

Para uma boa gestão dos dados de medição, é recomendável a utilização de um software específico que permite inserir várias séries temporais.

Os dados "em bruto" devem ser submetidos a um rigoroso controlo de qualidade da medição, de forma a validar os dados.

As séries temporais serão comparadas, analisadas e corrigidas, para validar os resultados e garantir a qualidade das medições

O software deverá suportar diversos formatos de dados, de diferentes tipos de dispositivos de monitorização (caudalímetros, medidores de nível, udómetros, analisadores,entre outros), e permitir o tratamento de longas séries temporais.

<u>Os principais dados importados são:</u>

a. Altura de Escoamento: a redundância de sensores, que permite identificar anomalias e despistar erros;

- Sensor ultra-sónico submerso, sensor ultra-sónico de ar e sensor de pressão

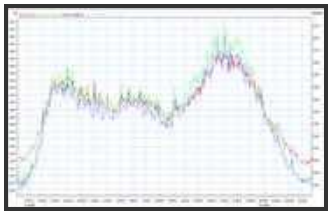


Figura 7. Comparação das 3 medições de nível

b. Velocidade: os registos das velocidades singulares e da velocidade média, que permitem aferir a qualidade das medições;

c. Precipitação: o cruzamento de informação entre caudal e precipitação, permite aferir se o acréscimo de caudal se refere a eventos de precipitação;

d. Fórmulas Hidráulicas e despiste erros: para analisar as séries temporais e, eventualmente, fazer correcções, é fundamental que o software permita comparar e relacionar as várias séries temporais;

Entre várias possibilidades, é possível visualizar:

- Velocidade de Manning
- Velocidade Scatter: Velocidade medida “em bruto” / Altura de escoamento corrigida

O conhecimento da dinâmica do ponto permite verificar o comportamento do escoamento e, assim, aferir se é necessário alterar alguma parametrização.

e. Gráficos Scatter: a qualidade das medições pode ser também avaliada pela qualidade dos gráficos scatter.

Durante a campanha deverá ser feito um histórico de cada ponto de medição. Serão realizadas alterações de parametrização e ajustes, sempre que se achar necessário.

O registo de anomalias, o registo das monitorizações, diagnósticos dos dados e gráficos, são ferramentas úteis para um melhor tratamento dos dados.

No final deverá ser realizado um relatório com todos os elementos relevantes à correcta leitura dos dados das medições.

9 - DESMONTAGEM E EDIÇÃO DOS DADOS

A desmontagem deverá ser realizada após ter sido assegurada uma correcta medição de todos os dispositivos instalados, durante o período proposto.

É recomendável prever a instalação dos equipamentos durante períodos que incluam tempo seco e eventos de precipitação de forma a melhor caracterizar a rede.

Os dados, após o tratamento, podem ser editados e visualizados em gráficos diários, semanais e por eventos de precipitação.

Sempre que existem registos de precipitação, é possível gerar gráficos do caudal médio de tempo seco.

Os gráficos de caudal mínimo, médio e máximo diário, são elementos que permitem uma avaliação do comportamento do colector.

Os dados estatísticos das séries temporais permitem fazer uma leitura resumida dos dados e compreender os pontos de medição.

Sempre que a medição é realizada através das sondas de nível e de velocidade é possível definir gráficos scatter.

Os dados em plataforma informática, que reúnam toda a informação recolhida (desde a inspecção até à edição dos dados), permite ter uma leitura mais adequada de toda a campanha de medição.

10 - SÉRIES TEMPORAIS – RELAÇÃO ENTRE PARÂMETROS

A instalação de caudalímetros permite obter: séries temporais de caudal, temperatura do escoamento, velocidade e caudal. No entanto, sempre que possível, é recomendável instalar outros dispositivos que permitam cruzar informação e definir melhor a origem, quantidade e qualidade das águas residuais.

A determinação da sua origem pode ser cruzada com informação proveniente de medidores de nível em descarregadores e ribeiras, udómetros e amostradores ou sondas multiparamétricas de qualidade.

A determinação da qualidade do efluente pode ser, também, definida pelo caudal mínimo diário, udómetros e medição da qualidade.

É necessário assegurar o sincronismo de todos os dispositivos para se obterem séries temporais que possam ser trabalhadas em conjunto.

Com auxílio de um software que permite trabalhar séries temporais, podem obter-se resultados caracterizadores da quantidade e qualidade das águas residuais.

11 - TRABALHOS COMPLEMENTARES

Como complemento dos trabalhos de medição, existem diversas ferramentas que permitem caracterizar a rede de águas residuais.

11.1 - Cadastro

O cadastro das redes de saneamento permite abranger todas as condutas e todos os elementos da rede, incluindo câmaras de visita, válvulas e outros dispositivos integrantes. Quando sujeito a alterações e actualizações periódicas permite obter uma visão actualizada da realidade da rede em toda a sua extensão. Esta informação reflecte-se numa resposta muito mais rápida, fiável e eficaz nas operações de manutenção, nas intervenções técnicas,

nos estudos e projectos de intervenção na rede e aos habitantes, instituições ou empresas que necessitem de recorrer aos serviços de saneamento.

11.2 - Inspecções CCTV

O CCTV possibilita o diagnósticos de ligações indevidas, colectores em mau estado e infiltrações. O princípio consiste em diagnosticar o estado de conservação de determinadas zonas e efectuar um histórico de ocorrências. As inspecções desta natureza, são um tipo de abordagem que subentende a existência de uma base de dados com características detalhadas das infra-estruturas (diâmetro, material, idade, entre outros).

11.3 - Sistemas de Informação Geográfica

Toda a informação recolhida pode ser reunida numa base de dados e integrada num sistema de informação geográfica (SIG), abrangendo a totalidade da rede.

11.4 - Modelação

A modelação é um instrumento de planeamento, projecto e análise da capacidade e comportamento hidráulico da rede de drenagem. Estes modelos são úteis para a operação e gestão das rede. Alguns dos programas de modelação existentes permitem a interligação com programas de CAD e SIG.

11.5 - Telegestão – controlo em tempo real

Um sistema de telegestão permite gerir, de uma forma mais localizada, inúmeros dispositivos de medição. Possibilita ainda efectuar calibrações dos equipamentos e dos modelos de simulação de comportamento hidráulico do sistema. Em tempo real podem ser dadas instruções e serem tomadas decisões.

12 - NOTA CONCLUSIVA

O sucesso de uma campanha de medição está dependente de uma avaliação (inicial e ao longo da campanha) da qualidade das medições. Os trabalhos devem ser realizados por pessoal técnico especializado em hidráulica e instrumentação de forma a perceber as condicionantes e avaliar os factores de incerteza.

Para uma correcta aplicação dos caudalímetros, é fundamental ter formação e adquirir experiência em campanhas de medição de caudal.

As incertezas, apesar de serem dificilmente quantificáveis, podem ser identificadas e controladas, para garantir a melhor medição possível.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se a colaboração de todos os elementos da equipa de monitorização da Contimetra, que através da sua experiência, com comentários e sugestões, permitiu recolher informação sobre os procedimentos a adoptar durante campanhas de medição.

Agradece-se, de igual modo, à equipa de monitorização da Nivus pelo apoio na definição de soluções de medição de caudal. E, também, ao Ing.Milan Suchanek da DHI pelo apoio na definição de metodologias de gestão e análise de longas séries temporais com o software Gandalf.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Henriques J. D., Palma J., Ribeiro Á., (2007). *Guia Técnico 9 - Medição de caudal em sistemas de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais urbanas*. IRAR e LNEC, Lisboa, Portugal.

Lucas, S. (2002). *Methods of Flow Measurement for Waster and Wastewater*. NIVUS. Germany.

Mitchell, P.S., Stevens P.L. (2007). *Gated Cross-Correlation Velocity: A Breakthrough Technology For Wastewater Flow Management*. Water Online - The Wastewater Solutions Update, USA.

Pryl K. ,Hrabak D. *Case study - MOUSE GANDALF application in monitoring projects.* DHI Hydroinform, a.s. Cech Republic.

Quintela, A.C. (1998). *Hidráulica*. 6ª Ed. Fundação Calouste Gulbenkian. Lisboa, Portugal.

Schroeck, J. ; Widenberg, P. *Gandalf in Practical Use in Scandinavia*, DHI – Water and Environment AB, Sweden.

Shamsi U.M. (2005). *GIS applications for Water, Wastewater, and StormWater Systems*. 1st Ed. CRC Press. ATS-Chester Engineers, Pittsburgh, Pennsylvania, USA.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2001) *NBR nº14.787 Espaço Confinado – Prevenção de acidentes, procedimentos e medidas de proteção*. ABNT. São Paulo, Brasil.

Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (2004) 5ª Ed*., Decreto Regulamentar nº 23/95, de 23 de Agosto*. Rei dos Livros. Portugal.

U.S. Department of Labor Occupational Safety & Health Administration (2005) *Regulations (Standards –29 CFR) Permit-required confined spaces*. Washington, USA.

PROBLEMAS DECORRENTES DA OBSTRUÇÃO NAS REDES E RAMAIS DE ESGOTOS SANITÁRIOS

PAULO SÉRGIO SCALIZE ([1]); WELLINGTON CYRO DE ALMEIDA LEITE ([2]); CLAUDIO APARECIDO DE SOUZA ([3])

RESUMO

Este trabalho é relativo ao levantamento do número de ocorrências de obstruções de redes e ramais de esgotos em uma cidade de 200 mil habitantes no interior Paulista - Brasil. O estudo foi realizado em um período de 12 meses, constatando 1893 ocorrências de obstruções em redes de esgotos, 301 em ramais, 310 de retornos de esgotos em caixas de inspeções e 81 no interior de imóveis. O maior problema foi a contribuição de águas pluviais nas redes de esgotos que ocasionaram aumento do volume de esgotos a ser tratado.

Palavras-chave: água pluvial; desobstruir; rede coletora de esgoto; retorno de esgoto doméstico; obstrução.

[1] Engenheiro Civil. Mestre e Doutor em Engenharia Civil – Hidráulica e Saneamento, pela Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. Professor Adjunto da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás. Coordenador do Curso de Engenharia Ambiental da UFG. **Endereço:** Av.: Universitária, 1488 – Setor Universitário – Goiânia - GO - CEP: 74605-220 - Brasil - Tel: (62) 3209-6257 ramal 207 - e-mail: pscalize.ufg@gmail.com.

[2] Graduado em Engenharia Civil pela Faculdade de Engenharia Civil de Araraquara, Mestre e Doutor em Engenharia Civil – Hidráulica e Saneamento, pela Universidade de São Paulo. Professor Doutor na Área de Saneamento Ambiental da Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá – UNESP.

[3] Funcionário do Departamento Autônomo de Água e Esgotos da Cidade de Araraquara.

1 INTRODUÇÃO

Atualmente, os sistemas de esgotos existentes no Brasil e no mundo apresentam muitos problemas de obstrução e transbordamento, geralmente, em decorrência de lançamentos inadequados de materiais sólidos e de águas pluviais nas redes coletoras de esgoto. Estes materiais apresentam diferentes naturezas, variando desde brinquedos até materiais de construção civil. Este quadro agrava-se nos períodos chuvosos em decorrência das ligações clandestinas de águas pluviais na rede coletora de esgotos, que promovem sobrecargas hidráulicas. Portanto, todos esses materiais sólidos obstruindo, total ou parcialmente, as redes de esgotos, propiciam o retorno de esgotos em algumas residências, ocasionando reclamações por parte da população, que não raramente, transformam-se em ações indenizatórias, pelos danos causados em utensílios domésticos entre outros.

O presente trabalho tem como suporte os relatórios de serviços, analisados durante 12 meses, de um Departamento Autônomo de Água e Esgotos de uma cidade de 200 mil habitantes situada no interior do Estado São Paulo – Brasil, além dos relatos de problemas enfrentados no dia a dia de trabalho do órgão público analisado.

2 REVISÃO DA LITERATURA

Segundo MORAIS et al (2001), avaliando um sistema para coleta e tratamento de esgotos domésticos em Jaboatão dos Guararapes, Pernambuco, observaram diversos problemas operacionais na rede de coleta e na estação de tratamento. Entre os principais problemas operacionais podemos destacar: freqüentes entupimentos nas redes de coletas de esgotos devido o mau uso pela população, falta de ações de fiscalização e desobstrução ocasionando retorno dos esgotos

às caixas de ligações dos edifícios, quebra de poços de visita e caixas de passagem por causa do tráfego de veículos pesados e freqüentes paralisações na estação devido a falta de manutenção do conjunto moto-bomba.

Este quadro relata o que acontece na maioria das cidades brasileiras, favorecendo diversos problemas.

GIANSANTE (2001) relata em seu trabalho que a contribuição clandestina de água pluvial na rede coletora se fez sentir no volume de esgotos afluentes à ETE Jundiaí, onde saltou de uma faixa da ordem de 50.000 para cerca de 75.000 a 87.000 m^3/dia, o que indica a "inércia" que ocorre na rede coletora de esgotos.

No caso citado anteriormente pode ser observado que o incremento de esgotos devido à contribuição de água pluvial é superior a 50%.

NETO (2001) relata em seu trabalho que em precipitações pluviométricas altas na cidade de Santa Maria - RS, o aumento do afluente na E.T.E. (operando em Aeração Prolongada pelo processo de Lodos Ativados), assume proporções elevadas, produzido por ligações irregulares de esgoto pluvial na rede sanitária, alterando o processo de tratamento, sendo necessário o desvio do esgoto bruto em By-Pass para o corpo receptor. Grande percentual da zona urbana da cidade, possui rede coletora de esgoto tipo separador absoluto, onde é coletado e tratado o esgoto sanitário de 38.896 economias. Percentual significativo de Esgotos Sanitários são também lançados ou na rede pluvial ou diretamente nas sangas, caracterizando agressão e danos ao meio ambiente.

Pode ser constatado que, ligações clandestinas de águas pluviais nas redes de esgotos, além contribuir para a sobrecarga do sistema coletor de esgotos, podem prejudicar a eficiência das estações de tratamento de esgotos, como no

trabalho mencionado anteriormente que, para não ter maiores proporções é feito o lançamento do esgoto bruto para o corpo d'água, prejudicando sua qualidade.

GONÇALVES et al (2001), citam em seu trabalho que um grande número de reclamações de obstrução da rede de esgotos é proveniente da utilização inadequada do ramal e/ou da rede coletora de esgoto, pelo cliente, que faz o lançamento de água pluvial na mesma. Cita ainda que para estes casos o cliente é notificado e orientado, quanto à utilização correta da rede coletora de esgoto, por meio do Programa de Despoluição Ambiental (PDA).

FILHO at al (1999), relataram em seu trabalho que um dos fatores para variação da vazão de esgoto sanitário sobre o desempenho do reator UASB é a contribuição por água pluvial, que pode influenciar em termos de eficiência de remoção de material orgânico, da massa e composição do lodo no reator e da estabilidade operacional. Concluíram que para um TDH relativamente longo (6 horas) variações de vazão, mesmo severas, pouco afetam o desempenho de um UASB. Em contraste para TDH médio curto (3 horas), até variações moderadas afetam negativamente seu rendimento.

3 METODOLOGIA

O presente trabalho foi realizado com a coleta de dados de relatórios dos serviços realizados pelo Departamento Autônomo de Água e Esgotos (DAAE) da cidade de Araraquara além dos problemas constados no dia a dia de trabalho. Os dados coletados foram referentes a obstruções nas redes e ramais de esgotos (número de ocorrências e principais causas das obstruções), retorno de esgotos nos imóveis (número de ocorrências e principais causas), problemas que ocorrem durante a desobstrução, equipamentos e materiais utilizados

para desobstrucãoe lançamento de águas pluviais nas redes de esgotos.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Obstruções nas redes de esgotos

As ocorrências de obstruções de redes de esgotos no período estudado foram de 1893 obstruções, sendo que as maiores incidências ocorreram nos meses chuvosos, ou seja, entre novembro e fevereiro, conforme figura 1.

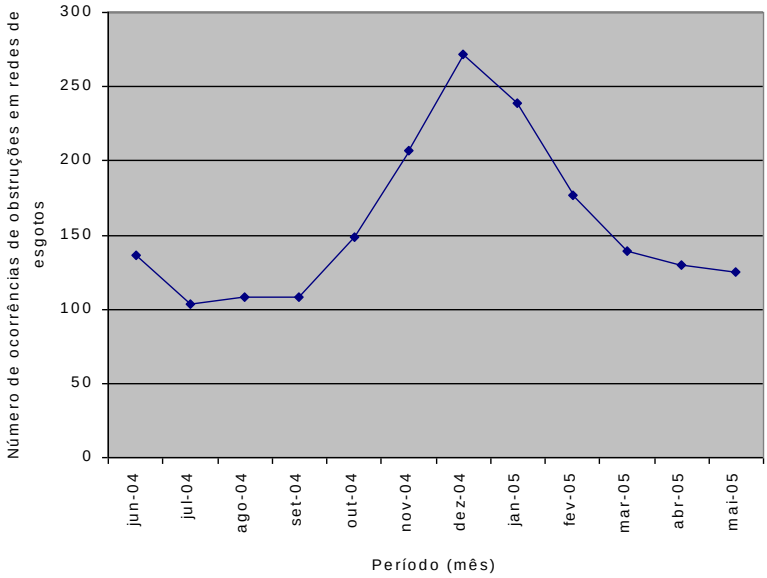


Figura 1 – Número total de ocorrências de obstrução em redes de esgotos sanitários no período estudado.

As causas mais comuns de obstruções das redes de esgotos sanitários, no sentido da mais para a menos comum, são obstrução por terra e gordura, obstrução por resíduos sólidos

(lixo), obstruções por pedras, obstruções devido à quebra de manilha e problemas durante a desobstrução das redes de esgotos.

As ocorrências de obstruções em Interceptores e Emissários estão computadas juntamente com os casos de obstrução de redes de esgotos.

Para estes casos a desobstrução é mais difícil e demorada devido aos grandes diâmetros dos tubos (40 a 150 mm). Estes tubos são de concreto armado. A obstrução pode ter diversas causas, tendo sido encontrado até mesmo vaso sanitário.

Devido ao fato de que os interceptores são construídos margeando o curso d'água, podem estar assentados sobre tipos de solos, geralmente com alto grau de umidade. Com o passar do tempo os tubos podem fissurar pela ação da umidade e grandes quantidades de esgotos vão infiltrar no solo promovendo erosão e o conseqüente rompimento da tubulação.

Durante o reparo desta tubulação grandes quantidades de esgotos são lançadas diretamente no curso d'água devido a impossibilidade de desvio para outros locais ou até mesmo a coleta por caminhão de sucção.

Para estas situações os reparos terão que ser feitos com toda a segurança cabível, pois as valas são maiores e mais profundas que em redes de manilha. Pode haver a necessidade de escoramento para evitar o desbarrancamento soterrando o trabalhador.

Devido ao valor comercial dos tampões, confeccionado em ferro fundido, tem-se observado a intensificação dos roubos. As ausências destes tampões favorecem o lançamento, pela população, de todo tipo de material no interior dos PVs, que certamente serão obstruídos. Além destes objetos, podem

ocorrer a entrada de terra, pedra, pedaços de madeiras trazidos pelas enxurradas.

A ausência de tampões, além de aumentar em muito o número de ordens de serviço, trás outros inconvenientes tais como reclamações por parte dos condutores que tem seus veículos quebrados ao passarem por cima PVs sem os tampões. Isto acarreta problemas para o DAAE, inclusive processo de indenização.

4.2 Obstruções nos ramais de esgotos

As 301 ocorrências de obstruções em ramais de esgotos foram analisadas no período de 12 meses, podendo ser observado que o maior número de ocorrências ocorreu no mês de julho (Figura 2), sendo justificado devido à temperatura ser menor e a gordura torna-se endurecida.

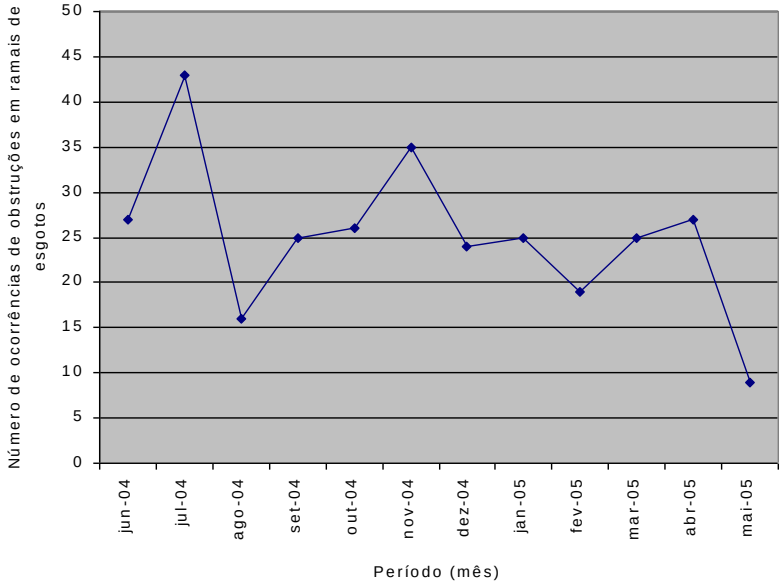


Figura 2 – Número total de ocorrências de obstrução em ramais de esgotos sanitários no período estudado.

As causas mais comuns de obstruções em ramais de esgotos sanitários, no sentido da mais para a menos comum são obstrução por gordura, cabelo, pano, etc; raízes de árvores que quebram as manilhas; infiltração no solo de esgoto, devido à manilha não ter sido assentada corretamente, ocorrendo afundamento do solo e presença de curvas favorecendo a deposição de materiais.

4.3 Ocorrências de retorno em ramais de esgotos

As ocorrências de obstruções em redes e ramais de esgotos podem proporcionar o retorno de esgotos para as caixas de inspeção e/ou interior de imóveis. No período estudado, foram

observadas 310 ocorrências de retornos de esgotos em caixas de inspeções e 81 no interior de imóveis. Os maiores números de ocorrências de retorno de esgotos aconteceram em caixas de inspeção e no interior de imóveis, coincidindo com os meses em que o índice pluviométrico foi maior (Figuras 3 e 4).

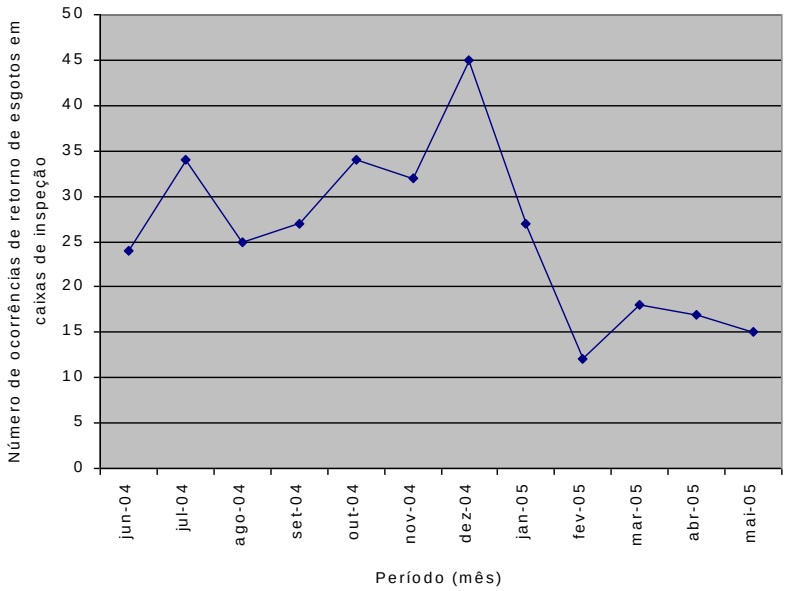


Figura 3 – Número total de ocorrências de esgotos sanitários em caixas de inspeção no período estudado.

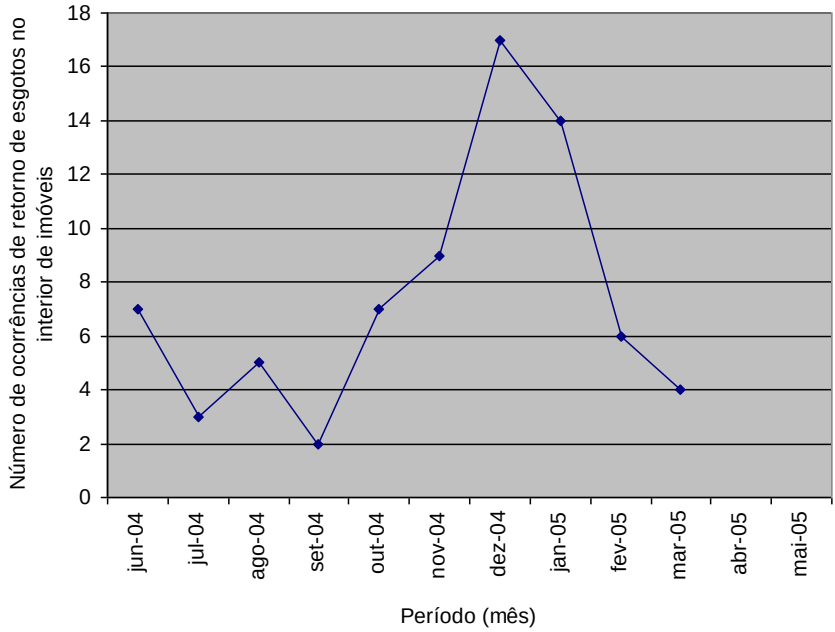


Figura 4 - Número total de ocorrências de esgotos no interior de imóveis no período estudado.

As principais causas de retorno de esgotos no interior dos imóveis estão descritas a seguir:

- ligações clandestinas de águas pluviais;
- obstruções na rede coletora de esgotos favorecendo o retorno para o interior dos imóveis;
- Ausência de caixa de inspeção antecedendo o ramal predial é uma das principais causas que possibilita o retorno de esgotos para o interior do imóvel;
- Obstrução por gordura, cabelo, pano, etc;
- Raízes de árvores que quebram as manilhas;

- Infiltração no solo de esgoto, devido a manilha não ter sido assentada corretamente.

São vários os problemas encontrados durante a desobstrução dos ramais. A seguir enumerados os principais:

- Ausência de caixa de inspeção antecedendo o ramal predial é uma das principais causas para desobstrução dos ramais além de possibilitar o retorno de esgotos para o interior do imóvel mais facilmente. Devido ao desconhecimento dos proprietários diversas residências possuem sua rede de esgoto ligada diretamente ao coletor predial sem a presença de uma caixa de inspeção. Neste caso a desobstrução fica comprometida, pois o acesso à rede de esgoto dependerá de serviços tais como quebra de asfaltos, calçadas ou pisos
- Presença de caixa de inspeção de difícil acesso antecedendo o ramal predial. Neste caso torna-se difícil o trabalho de desobstrução;
- Ramais prediais contendo uma ou mais curvas o que dificulta muito o trabalho.

4.4 Equipamentos e materiais utilizados para desobstrução

Os equipamentos e ferramentas que freqüentemente são utilizados para desobstrução das redes de esgotos são varetas de aço, pá inclinada, gadanho, cano ¾ galvanizado, haste de aço (sonda), pá, picaretas, bloqueador de rede, caminhões provido de carroceria é toldo, caminhão de hidrojateamento e caminhão de hidrojateamento e sucção.

4.5 Contribuição de água pluvial nas redes de esgotos

Apesar o sistema de coleta de esgoto da cidade de Araraquara ser do tipo separador absoluto, ocorre um grande número de lançamentos de águas pluviais nas redes de esgotos. As principais causas são:

- Más condições das caixas de inspeção, propiciando a entrada de água pluvial. Esta condição geralmente ocorre em residências de moradores de baixa renda aliando ao pouco conhecimento sobre os problemas que podem ocasionar;
- Lançamento de águas pluviais diretamente nas redes de esgotos como forma de economizar tubulação. Nesta situação alguns moradores realizam, por falta de conhecimento ou não, a conexão da tubulação de coleta de águas pluviais na rede coletora de esgoto, pois esta geralmente já se encontra instalada;
- Em construções mais antigas onde o terreno se encontra em situação desfavorável, ou seja, numa cota inferior ao da calçada, a drenagem das águas pluviais para a rua se torna difícil e oneroso. Nesta situação os moradores geralmente lançam na rede de esgotos, pois é a solução mais fácil e barata.

4.5.1 Problemas devido ao lançamento de águas pluviais na rede de esgotos

Os problemas ocasionados no sistema de esgotos devido ao lançamento de águas pluviais na rede de esgotos são:

- Transbordamentos de esgotos nos PVs, contaminando os cursos d’água;

- Retorno de esgotos em residências com aumento de processos de indenizações pela danificação de utensílios domésticos, brinquedo, etc;
- Possibilidade de rompimento da rede, pois estas passam a trabalhar como conduto forçado;
- Número de ocorrências de obstrução nas redes de esgotos aumenta pois, juntamente com as água pluviais são lançados diversos materiais que obstruem a rede;
- Aumento da vazão do esgoto afluente na ETE-Araraquara, prejudicando o sistema através da diminuição de sua eficiência;

4.5.2 Aumento da vazão de esgoto afluente a ETE-Araraquara

O volume total de esgoto tratado pela ETE-Araraquara em 2004 foi de 13.796.683 m^3. Levando em consideração os dados da estação pluviométrica, localizada nas dependências do DAAE, ocorreram precipitações em 95 dias. Neste período a média de esgoto afluente a ETE-Araraquara foi de 40.031 m^3/d. Nos demais dias, que não ocorreram precipitações, a média foi de 37.014 m^3/d. Com estes dados foi determinado o total de contribuição de água pluvial na ETE-Araraquara, sendo de 286.675 m^3, representando um aumento em dias chuvosos de 8,15% no volume total tratado. Diluindo este total no decorrer do ano o aumento foi de 2,12 %. No gráfico da Figura 5 pode ser observado o aumento da vazão afluente da ETE-Araraquara em um dia chuvoso, evidenciando a grande quantidade de água pluvial que é lançada na rede esgotos.

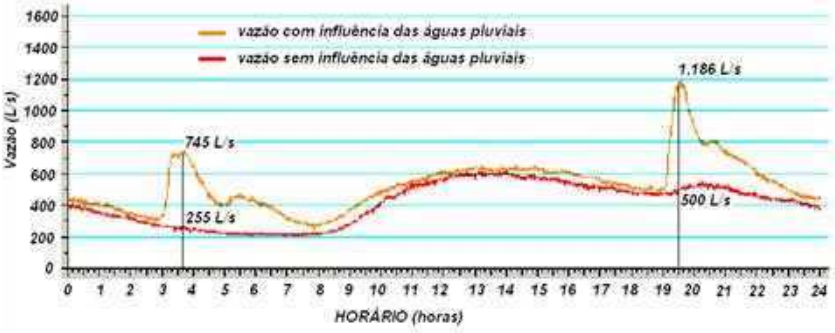


Figura 5 – Comparação da variação de vazão afluente a ETE-Araraquara em um dia chuvoso, com contribuição das águas pluviais na rede de esgoto, com um dia normal.

4.6 Custos devidos ao retorno de esgoto em imóveis

Os custos, para o DAAE, devido aos retornos de esgotos em imóveis são:

- Indenização por perdas e danos;
- Limpeza dos imóveis;
- Custo para manutenção de equipe para desobstrução.

No período de dezembro 2004 a abril de 2005 foram iniciados em face do DAAE 20 processos administrativos com pedido de indenização por danos sofridos em decorrência de retorno de esgotos e 3 processos judiciais para o mesmo fim. Estes processos oneraram os cofres públicos em R$ 15.405,95. Além destes processos, foram indeferidos vários outros pedidos de indenização por faltarem elementos necessários para a caracterização da responsabilidade da autarquia. No período de janeiro a novembro de 2004 foram gastos R$ 4.329,00 com

serviços de limpeza em 16 imóveis onde ocorreu retorno de esgotos.

5 CONCLUSÕES

O presente trabalho permite concluir que:

- o número de ocorrências é maior durante os meses com maior índice pluviométrico;
- existe um grande número de ligações de águas pluviais nas redes de esgotos aumentando a vazão e prejudicando o escoamento dos esgotos;
- deve ser feita uma campanha educacional para sensibilização e conscientização da população em relação ao lançamento de água pluvial e lixo na rede de esgotos;
- em períodos chuvosos ocorre um incremento acentuado de vazão na ETE-Araraquara;
- deve ser intensificada a fiscalização para evitar o lançamento clandestino de águas pluviais bem com lixo nas redes de esgotos sanitários.

AGRADECIMENTOS

Agradecimento à CAPES pelo apoio financeiro concedido para participar no XIV SILUBESA.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

FILHO, C. F. M.; HAANDEL, A. C.; CAVALCANTI, P. F. F . (1999). Efeito da variação temporal da vazão sobre o desempenho de um reator UASB tratando esgoto sanitário. In:

Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 20, Rio de Janeiro - RJ. Anais eletrônicos I-164. ABES. p. 920 - 928.

GIANSANTE, A. E. (2001). Determinação das taxas operacionais das lagoas aeradas da estação de tratamento de esgotos sanitários de Jundiaí. In: Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 21, João Pessoa - PB. Anais eletrônicos II-114. ABES. 6p.

GONÇALVES, J. A.; SERENISKI, D.; SANTOS, J. A.; MOREIRA, F. C. A. (2001). Velhos paradigmas, nova postura na operação, manutenção e melhoria do sistema de esgotamento sanitário frente à gestão ambiental. In: Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 21, João Pessoa - PB. Anais eletrônicos VI-085. ABES. 12p.

NETO, E. P. (2001). Ligações irregulares de esgotos devem ser tratadas como componentes das ações operacionais do saneamento e de saúde pública municipal. In: Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 21, João Pessoa - PB. Anais eletrônicos VII-016. ABES. 8p.

MORAIS, J. C.; KATO, M. T.; FLORENCIO, L. (2001). Avaliação de um sistema UASB para tratamento de esgotos domésticos em Jaboatão dos Guararapes, Pernambuco. In: Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 21, João Pessoa-PB. Anais eletrônicos II-080. ABES. 5p.

SOUSA, R. S.; FILHO, J. M. O.; SOARES, C. A. L. (1997). Programa caça-esgoto nas bacias dos Ribeirões Arrudas e Onça na região Metropolitana de Belo Horizonte. In: Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 19, Foz do Iguaçu - PR. Anais eletrônicos I-177. ABES. p.1017-1024.

PROGRAMA DE GERENCIAMENTO DE RESÍDUOS SÓLIDOS E DA CONSTRUÇÃO CIVIL PARA O SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE CERRO CORÁ, RIO GRANDE DO NORTE.

LEONARDO BEZERRA DE MELO TINÔCO ([1]); VILMA REJANE MACIEL DE SOUSA ([2])

RESUMO

PALAVRAS CHAVES: Cerro Corá, Resíduos Sólidos, Resíduos da Construção Civil, Plano de Gerenciamento

Atualmente, as medidas adotadas pelo município de Cerro Corá/RN na condução do problema de destino final dos RCC são emergenciais e apenas corretivas, em função de inexistir dentro do espaço urbano da cidade uma área adequada para atender essa finalidade, com a utilização de descarga de resíduos na área do lixão. O presente Plano de Gerenciamento de Resíduos Sólidos (PGRS) busca definir elementos que possibilitem a mitigação dos impactos ambientais causados em todas as etapas do processo construtivo na implantação do Sistema de Esgotamento Sanitário de Cerro Corá, objetivando a máxima reutilização de materiais no canteiro de obras e o aproveitamento fora da área do empreendimento, através do adequado encaminhamento dos materiais e resíduos para reutilização ou reciclagem, buscando assim, a minimização do desperdício. Sendo assim, no presente Plano de Gerenciamento de Resíduos serão seguidas na fase de implantação do empreendimento, as seguintes etapas: a) Caracterização e quantificação dos resíduos; b) Triagem dos resíduos; c) Acondicionamento dos RCC; d) O transporte dos RCC; e) Destinação final e f) Tratamento. Obedecendo desta forma a tabela de classificação dos resíduos sólidos, classificando-os como A, B, C, etc.

[1] Graduação em Engenharia Agronômica pela Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz - Universidade de São Paulo ESALQ/USP (1986). Especialização em Ciências e Técnicas de Governo pela Fundación Altadir (2001-2002). Mestrado em Arquitetura e Urbanismo pelo Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo da Universidade Federal do Rio Grande do Norte PPGAU/UFRN (2006/2008). Diretor do Curso de Engenharia Ambiental da Universidade Potiguar e Diretor Técnico do Instituto de Desenvolvimento Sustentável e Meio Ambiente do RN – IDEMA. Email: leonardotinoco@unp.br; leonardotincoc@rn.gov.br; telefones: 55 084 3232-1995 e 55 084 9971-4090.

[2] Possui Graduação em Ciências Biológicas pela Universidade Potiguar Licenciatura e Bacharelado (1997); Especialização em Educação Ambiental também pela Universidade Potiguar (1999), e Mestrado em Administração pela Universidade Federal do Rio Grande do Norte (2002). Vice-presidente da Associação Norte-Riograndense de Biologia - ANB. Professora titular da Universidade Potiguar, onde responde pela Direção do Curso Superior de Tecnologia em Gestão Ambiental. Professora do Curso de Especialização em Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável da Universidade Potiguar. Email: soumaciel@gmail.com; telefone: 55 084 8701-5004.

1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No Brasil, a geração contínua e crescente dos RCC está diretamente ligada ao elevado desperdício de materiais na realização dos empreendimentos. De acordo com Marques Neto (2005), para cada tonelada de lixo urbano recolhido são coletadas duas toneladas de entulho originado do setor de construção civil.

A disposição irregular de RCC em áreas inadequadas acarreta gravíssimos problemas ao meio urbano e causa degradação ambiental desses locais, com o aterramento de áreas de recarga de aqüíferos, margens de rios e a formação de pontos de atração de vetores de doenças.

No município de Cerro Corá, localizado no Rio Grande do Norte, Nordeste do Brasil, assim como na grande maioria dos municípios brasileiros, não ocorre um gerenciamento adequado dos resíduos urbanos, principalmente dos resíduos da construção civil, constituindo-se, portanto, um grande desafio para administração municipal, devido ao fato que eles correspondem a uma parcela superior aos resíduos comuns em peso, gerando uma série de problemas em função da inexistência de uma área devidamente licenciada para destinação final dos mesmos na região.

Atualmente, as medidas adotadas pelo município na condução do problema de destino final dos RCC são emergenciais e apenas corretivas, em função de inexistir dentro do espaço urbano da cidade de Cerro Corá uma área adequada para atender essa finalidade, com a utilização de descarga de resíduos na área do lixão.

Entretanto, o município de Cerro Corá, junto com outros municípios da região do Seridó, firmou em dezembro de 2009, com o Governo do Estado, o Consórcio Público Regional de Resíduos Sólidos do Seridó, conforme a Lei nº 658 de 23 de dezembro de 2009, que ratifica os termos do Protocolo de Intenções do Consórcio Público Regional de Resíduos Sólidos do Seridó. De acordo com o art. 2º, da referida lei, o Consórcio Público Regional de Resíduos Sólidos, objetiva a promoção de ações voltadas para o planejamento, regulação e fiscalização dos serviços públicos de saneamento básico relativo ao manejo de resíduos sólidos ou de atividade dele integrante no território dos entes consorciados, bem como todas as outras ações definidas na Cláusula 7ª, do Protocolo de Intenções do Consórcio Público Regional de Resíduos Sólidos do Seridó, ora ratificado, mediante a mútua cooperação dos entes envolvidos.

Conforme o Anexo 4 do referido Protocolo da Lei nº 658, que trata das leis municipais uniformes de gestão dos resíduos da construção civil e dos resíduos volumosos, seção II, art. 2º, os resíduos da construção civil e os resíduos volumosos gerados no Município, nos termos do Plano Integrado de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil, devem ser destinados às áreas indicadas no art. 4º deste Anexo, visando sua triagem, reutilização, reciclagem, reservação ou destinação mais adequada, conforme as resoluções do Sistema Nacional de Meio Ambiente (SISNAMA), em especial da resolução CONAMA nº. 307, de 2002 e das suas atualizações.

Dessa forma o presente Plano de Gerenciamento de Resíduos define as diretrizes para reduzir os impactos causados pelos resíduos provenientes na fase de implantação do

Sistema de Esgotamento Sanitário de Cerro Corá (construção), bem como para a sua fase de operação.

1.1. Os Impactos na Implantação do Empreendimento

O desenvolvimento do empreendimento na sua etapa de implantação provocará a produção de uma considerável quantidade de resíduos provenientes principalmente da escavação do solo para formação de valas.

Conforme CARNEIRO *ett all*, 2001, a construção civil utiliza grandes volumes de materiais de diversos tipos. Diferentemente de outros segmentos econômicos, os materiais utilizados, em sua maioria, são de composição e produção simples (especialmente os componentes que fazem uso do cimento portland), o que dificulta e limita procedimentos de reciclagem dentro do próprio canteiro de obras.

O gerenciamento de Resíduos de Construção Civil, como no caso do empreendimento em análise, exige a necessidade de encaminhamento de soluções para períodos distintos da obra, que são:

a) Etapa de construção;

b) Etapa de operação.

A inexistência na municipalidade de um Plano Municipal de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil, conforme estabelece a Resolução CONAMA nº 307/2002, bem como um programa de reciclagem desse tipo de resíduo e uma área de destino final licenciada, exige a adoção no presente estudo de soluções particulares para atendimento dessas questões.

As soluções para o gerenciamento dos resíduos em todas as etapas de implantação do empreendimento atendem:

a) Aos objetivos do Protocolo de Intenções do Consórcio Público Regional de Resíduos Sólidos do Seridó, ratificado pela Lei nº 658, de 23 de dezembro de 2009;

b) Às diretrizes das Resoluções CONAMA - Conselho Nacional do Meio Ambiente nº 307, de 5 de julho de 2002, nº 348, de 16 de agosto de 2004.

Sendo assim, o presente Plano de Gerenciamento de Resíduos prevê na fase de implantação do empreendimento, contemplar as seguintes etapas:

a) Caracterização e quantificação dos resíduos: através da adoção de procedimento de recolhimento de forma seletiva dos materiais na fase de construção, além do controle quantitativo de resíduos gerados (guias de controle das pesagens);

b) Triagem dos resíduos: será realizada na origem respeitadas as classes de resíduos estabelecidas no art. 3º da Resolução CONAMA nº 307/2002;

c) Acondicionamento dos RCC: após a geração até a etapa de transporte, os resíduos serão confinados no interior do canteiro de obras, sendo assegurado em todos os casos em que sejam possíveis, as condições de reutilização e de reciclagem;

d) O transporte dos RCC: deverá ser realizado em conformidade com as etapas anteriores e de acordo com as normas técnicas vigentes para o transporte de resíduos. Também é necessário que os veículos de transporte apresentem a licença de transporte de resíduos sólidos não perigosos emitida pelo órgão ambiental competente;

e) Destinação final: deverá ser prevista de acordo com o estabelecido no Plano Integrado de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil, presente no Anexo 4 do Protocolo da Lei nº 658, que trata das leis municipais uniformes de gestão dos resíduos da construção civil e dos resíduos volumosos, seção II, art. 2º, onde os resíduos da construção civil e os resíduos volumosos gerados no Município, devem ser destinados às áreas indicadas no art. 4º deste Anexo, visando sua triagem, reutilização, reciclagem, reservação ou destinação mais adequada, conforme as resoluções do Sistema Nacional de Meio Ambiente (SISNAMA), em especial da resolução CONAMA nº 307/2002. É necessário que a destinação final seja realiza em aterro para resíduos de construção civil que esteja devidamente licenciado pelo órgão ambiental competente; e

f) Tratamento: comprovação que a empresa responsável pelo tratamento dos resíduos possui Licença de Operação de equipamento para tratamento de resíduos perigosos, expedida pelo órgão ambiental competente.

1.1.1. Classificação dos Resíduos de Construção Civil

De acordo com a resolução n° 307 do CONAMA (Conselho Nacional do meio Ambiente) criada em 2002, que estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão dos resíduos da construção civil, disciplinando as ações necessárias de forma a minimizar os impactos ambientais, todos os municípios devem dar uma destinação ambientalmente correta aos resíduos de construção civil. No entanto até a presente data a cidade de Cerro Corá não implantou o seu programa municipal de gerenciamento de resíduos de construção civil.

Sendo assim no presente estudo foram adotadas as definições contidas na resolução CONAMA nº 307/2002 na íntegra, onde os resíduos de construção devem ser classificados da seguinte maneira:

- **Classe A** – são os resíduos reutilizáveis como agregados, tais como:

  a) de construção, demolição, reformas e ou reparos de pavimentação e de outras obras de infra-estrutura, inclusive solos provenientes de terraplanagem;

  b) de construção, demolição, reformas e reparos de edificações: componentes cerâmicos (tijolos, blocos, telhas, placas de revestimento, etc.) argamassa e concreto;

  c) de processo de fabricação e/ou demolição de peças pré-moldadas em concreto (blocos, tubos, meios-fios etc.) produzidas nos canteiros de obras;

- **Classe B** - são resíduos recicláveis para outras destinações, tais como: plásticos; papel/papelão, metais, vidros, madeiras e outros.

- **Classe C** – são resíduos para os quais não foram desenvolvidas tecnologias ou aplicações economicamente viáveis que permitam a sua reciclagem/ recuperação, tais como os produtos oriundos do gesso.
- **Classe D** – são resíduos perigosos oriundos do processo de construção, tais como: tintas, solventes, óleos e outros, ou aqueles contaminados oriundos de demolições, reformas e reparos de clínicas radiológicas, instalações industriais e outros.
- Na mesma Resolução o CONAMA também estabeleceu que tipo de destinação devesse ser dada para os resíduos de acordo com a sua classificação, conforme apresentado no **Quadro 01**.

Quadro 01. Destinação final de resíduos por classificação

Classificação	Destinação
Classe A – resíduos reutilizáveis ou recicláveis como agregados: I) de construção, demolição, reformas e reparos de pavimentação e de outras obras de infra-estrutura, inclusive solos provenientes de terraplanagem; II) de construção, demolição, reformas e reparos de edificações: componentes cerâmicos (tijolos, blocos, telhas, placas de revestimento etc.) argamassa e concreto; III) de processo de fabricação ou demolição de peças pré-moldadas em concreto (blocos, tubos, meios-fios entre outros) produzidas no canteiro de obras.	Deverão ser reutilizados ou reciclados na forma de agregados[13], ou encaminhados a áreas de aterro de resíduos da construção civil, sendo dispostos de modo a permitir a sua utilização ou reciclagem futura.
Classe B – resíduos recicláveis para outras destinações, tais como plástico, papel/papelão, metais, vidros, madeiras e outros.	Deverão ser reutilizados, reciclados ou encaminhados a áreas de armazenamento temporário, sendo disposto de modo a permitir a sua utilização ou reciclagem futura.
Classe C – resíduos para os quais não foram desenvolvidas tecnologias ou aplicações economicamente viáveis que permitam a sua reciclagem/ recuperação, tais como os produtos oriundos do gesso.	Deverão ser armazenados, transportados e destinados em conformidade com as normas técnicas específicas.
Classe D – resíduos perigosos oriundos do	Deverão ser armazenados, transportados,

[3] Agregados Reciclados: material granular proveniente do beneficiamento de resíduos da construção civil de natureza mineral (concreto, argamassas, produtos cerâmicos e outros), designados como classe A, que apresenta características técnicas adequadas para aplicação em obras civis conforme especificações das normas brasileiras NBR 15.115/2004 e NBR 15.116/2004 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e aquelas que venham complementá-las ou substituí-las.

Classificação	Destinação
processo de construção, tais como tintas, solventes, óleos e outros, ou aqueles contaminados oriundos de demolição, reformas e reparos de clínicas radiológicas, instalações industriais e outros.	reutilizados e destinados em conformidade com as normas técnicas específicas.

1.2. Fase de Construção

Durante a fase de implantação do Empreendimento os principais impactos ambientais ocasionados pelos resíduos, serão aqueles oriundos da atividade de construção.

1.2.1. O Gerenciamento de Resíduos para a Fase de Construção

O Plano de Gerenciamento de resíduos para a fase de construção estará voltado para os procedimentos de segregação, reutilização, encaminhamento para reciclagem e destinos final dos resíduos.

O objetivo do Plano de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil (PGRCC) para essa fase do empreendimento visa principalmente a redução na geração dos resíduos sólidos no canteiro de obra, tendo como princípio a conscientização e sensibilização dos agentes envolvidos. As prioridades a serem alcançadas devem preferencialmente buscar:

a) Reduzir os desperdícios de resíduos e o volume gerado;

b) Segregar os resíduos por classes e tipos;

c) Reutilizar materiais, elementos componentes que não requisitem transformações; e

d) Encaminhar os resíduos para a reciclagem, transformando-os em matéria-prima para produção de novos produtos.

Para o sucesso do Plano é fundamental que todo o sistema de organização da obra esteja voltado para que quando da geração dos resíduos, possibilite a separação dos resíduos de uma forma sistemática e organizada, uma vez essa prática traz inúmeras vantagens, como:

a) Facilita a remoção e o encaminhamento dos resíduos à destinação diferenciada;

b) A garantia da qualidade dos resíduos e reduz os custos de beneficiamento;

c) Diminuição dos custos de remoção dos resíduos;

d) Reutilização de alguns materiais na própria obra;

e) Facilita a segregação do material por tipo e a sua disponibilização para a coleta municipal e para a informal (coletores de material reciclável);

f) Permite a Identificação dos pontos de desperdício e a organização no canteiro de obras.

A redução da geração de resíduos propicia a diminuição do custo de produção, da quantidade de matéria prima e energia a serem gastos, da contaminação do meio ambiente e os gastos com a gestão dos resíduos.

As medidas a serem implementadas buscando o adequado gerenciamento dos resíduos na fase de implantação do empreendimento, deve obedecer a *Resolução CONAMA nº 307*, de 5 de julho de 2002.

- **A segregação de material no canteiro**

Os resíduos devem ser separados de acordo com a sua classificação (A, B, C e D), conforme apresentado no item 1.1.1, e depositados nas áreas específicas previstas no Projeto do Canteiro de Obras. A separação facilita a remoção e o encaminhamento à destinação diferenciada.

A separação de materiais no canteiro de obras poderá ser realizada em recipientes tipo contenedores, baias em alvenaria ou madeira, caixas estacionarias ou do tipo *roll–on roll–off*, sempre identificados por cores, conforme modelos apresentados abaixo:



Figura 1. Caixa Estacionária



Figura 2. Contenedor e Conteiner



Figura 3. Baia em alvenaria



Figura 4. Baia em madeira



Figura 5. Roll-on Roll-off

O Quadro abaixo ilustra os principais resíduos gerados em cada fase da construção do empreendimento:

Quadro 02. Lista dos resíduos em cada fase da construção.

Fases da Obra	Resíduos Gerados							
	Solo Concreto	**Madeira**	**Aço Sobra de Corte**	**Outros Metais**	**Papel Plástico Papelão**	**Vidros**	**Gesso**	**Tintas Óleos Vernizes**
Escavação	MSG*[3]	NE	NE	NE	NE	NE	NE	NE
Fundação	NE/VB*[4]	SG*[20]	VB*7	NE	VB*[12]	NE	NE	NE
Estrutura	NE/VB*[4*2]	SG*[20]	VB*7	NE	VB*[12]	NE	NE	NE
Alvenaria	SG[*5]	NE	NE	NE	MSG*12	NE	NE/VB	NE
Esquadrias	NE	SG[*19]	NE	SG[*1]	SG[*14]	SG[*5]	NE	NE
Instalações	NE	NE	NE	VB[*9]	SG[*14*13]	NE	NE	NE
Acabamentos	SG	SG	NE	SG[*9*10*11]	SG[*14*13]	NE/VB[*16]	MSG[*17]	VB
Cobertura	NE	SG[*8]	VB	SG	VB	NE	NE	NE
SG = Significativo				NE = Não existente				
MSG = Muito significativo				VB = Valor baixo				

*1 – Sobra de fragmentos de alumínio

*2 – Lajes fragmentadas, tijolos

*3 – Solo proveniente das escavações

*4 – Sobra de concreto

*5 – Quebra de tijolos ou vidros

*6 – Aço agregado nas lajes demolidas

*7 – Sobra no corte das barras de aço proveniente da central de corte de ferro

*8 – Pontas de madeira resultante do corte

*9 – Proveniente do corte e tubos de cobre, aço galvanizado e cabo elétrico

*10 – Sucata metálica de latas de tintas ou massa de correr,tubos metálicos de silicone para rejunte ou espuma expansiva

*11 – Sucata de perfis de alumínio

*12 – Sacaria de cimento ou argamassa

*13 – Invólucro de materiais elétricos e hidrossanitários

*14 – Caixa de papelão das cerâmicas, azulejos, esquadrias, materiais elétricos e hidrossanitários

*15 – Quebra de vidro

*16 – Quebra de vidro nas instalações

*17 – Provenientes do recorte do gesso

*18 – Sobra do revestimento de paredes, tetos e da execução de sancas

*19 – Pequenos pedaços de madeira

*20 – Proveniente da central de corte de madeiras

A execução do Plano de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil também deve atender:

a) NBR 15.112 - Resíduos da construção civil e resíduos volumosos. Áreas de Transbordo e Triagem. Diretrizes para projeto, implantação e operação.

b) NBR 15.113 - Resíduos sólidos da construção civil e resíduos inertes. Aterros. Diretrizes para projeto, implantação e operação.

c) NBR 15.114 - Resíduos sólidos da construção civil e resíduos inertes. Áreas de Reciclagem. Diretrizes para projeto, implantação e operação.

d) NBR 15.115 - Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil. Execução de camadas de pavimentação. Procedimentos.

e) NBR 15.116 - Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil. Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural. Requisitos.

Na execução de cada parcela do empreendimento e em todas as suas fases de implementação, deverá ser seguido o adequado gerenciamento dos resíduos de construção civil, observando-se os seguintes procedimentos:

a) O planejamento das ações a serem efetivadas e onde serão implantadas;

b) A mobilização do pessoal. Utilizando-se de palestras, cartazes, mensagens e dinâmicas para todos os funcionários e colaboradores;

c) A projeção das características e/ou caracterização dos resíduos de construção gerados na obra, em todas as fases;

d) A avaliação da viabilidade do uso dos componentes do entulho. Os resíduos classe A podem ser utilizados, após moagem, na própria obra ou como agregado em sub-base de estrada, sub-base de piso-calçada, enchimento de piso, confecção de tijolos e bloquetes. Os de classe B e D irão voltar ao ciclo de produção, ou seja, serão reciclados.

e) Desenvolver e documentar os procedimentos adotados para seleção acondicionamento, despacho e retirada do RCC da obra. Providenciar recipientes para acondicionamento dos materiais segregados;

f) Em cada setor da obra serão instalados recipientes para coleta seletiva. Estes recipientes serão identificados conforme o material a ser selecionado. Em local adequado serão instaladas baias para acumular os resíduos coletados. A normalização do padrão de cores para os resíduos é dada pela RESOLUÇÃO CONAMA nº. 275 de 19 de junho de 2001, conforme distribuição a seguir apresentada:

Azul: papel/papelão;

Vermelho: plástico;

Verde: vidro;

Amarelo: metal;

Preto: madeira;

Laranja: resíduos perigosos;

Branco: resíduos ambulatoriais e de serviços de saúde;

Roxo: resíduos radioativos;

Marrom: resíduos orgânicos;

Cinza: resíduo geral não reciclável ou misturado, ou contaminado não passível de separação.

g) Deve ser estabelecida uma logística para o transporte e retirada dos resíduos selecionados.

h) Todos os atores envolvidos deverão ser capacitados por meio de treinamento realizado com todos os funcionários. Deve ser realizada uma qualificação específica para os funcionários que irão efetuar a remoção dos RCC dos recipientes para as baias.

Os resíduos após o adequado encaminhamento dentro dos canteiros de obra poderão ter os seguintes destinos:

- Para os resíduos Classe A:

Terra de remoção: utilizar na própria obra; reutilizar restauração de solos, em obras que necessitem de aterros e terraplenagem de jazidas; encaminhar para aterro de inertes.

Tijolo, produtos cerâmicos, e produtos de cimento: encaminhar para estações de reciclagem de entulho, utilizar como material de enchimento de base de piso; encaminhar para aterro de inertes.

Argamassas: encaminhar para estações de reciclagem de entulho, utilizar como material de enchimento de base de piso; encaminhar para aterro de inertes.

- Para os resíduos Classe B:

Madeira: encaminhar para empresas e entidades que utilizem à madeira como energético ou matéria prima; associação ou cooperativa de catadores.

Metais: empresa de reciclagem de materiais metálicos; associação ou cooperativa de catadores; entidades que utilizem o metal como matéria prima.

Embalagens, papel, papelão e plásticos: empresa de reciclagem de materiais plásticos e papel/papelão; associação ou cooperativa de catadores; entidades que utilizem esse tipo de material como matéria prima.

Vidros: empresa de reciclagem de vidros; associação ou cooperativa de catadores; entidades que utilizem o vidro como matéria prima.

- Para os resíduos Classe C:

Gesso: empresa de reciclagem de gesso. Após ser moído pode ser empregado como aglomerante, agregado para a produção de cimento, correção de solos, aditivo para compostagem, absorvente de óleo e na secagem de lodo de esgoto.

- Para os resíduos Classe D:

Óleos, tintas, vernizes e produtos químicos: empresa de reciclagem de tintas e vernizes; empresas de co-processamento; retorno ao fabricante.

Observação: Os resíduos orgânicos gerados durante a fase de construção deverão ser acondicionados em sacos plásticos armazenados em contêiner ou caixa tipo *brooks*, para posterior recolhimento pelo serviço público de coleta.

1.3. Destino Final dos Resíduos de Construção Civil

O processo de coleta e transporte dos resíduos de construção civil da área do empreendimento até o destino final inicia-se bem antes da remoção pelos veículos transportadores. No canteiro de obras os resíduos devem ser acumulados em pontos, sendo a partir daí encaminhados para reutilização na própria obra, reciclagem e para o destino final.

Todos os veículos a serem utilizados no transporte dos RCC deverão:

a) Estar devidamente licenciado junto ao DETRAN do estado de origem;
b) Possuir Licença do IDEMA – Instituto de Desenvolvimento Sustentável e Meio Ambiente do Rio Grande do Norte para transporte de resíduos sólidos não perigosos;
c) Atender o que estabelece a NBR 13.221 – que trata de Transporte de Resíduos;
d) Trafegar sempre lonados, evitando a poeira e o lançamento de resíduos nas vias.

2. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Atualmente, o grande volume de entulhos gerados nas construções urbanas evidencia a necessidade de novos locais para sua disposição final. São cada vez mais limitadas as áreas destinadas ao descarte desses resíduos.

Na região onde está localizado o município de Cerro Corá não existe área devidamente licenciada para tal finalidade em condições de atender a demanda do Sistema de Esgotamento Sanitário. A área de descarte do serviço público, que opera de forma

precária, está localizada no lixão de Catolé, nas coordenadas 06˚1'31,1" S e 036˚21'11,7" W, com distância de 2 km do núcleo urbano, equivalente a uma área de 1,5 ha.

Diante desse quadro, a destinação dos RCC gerados devido à construção do empreendimento do Sistema de Esgotamento Sanitário do município de Cerro Corá, deverá corresponder as áreas indicadas no art. 4º, do Anexo 4, do Protocolo de Intenção de Consórcio Publico Regional de Resíduos Sólidos do Seridó, ratificado pela Lei nº 658, visando atender sua triagem, reutilização, reciclagem, reservação ou destinação mais adequada, conforme principalmente a resolução CONAMA nº. 307/2002.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BANCO DO NORDESTE DO BRASIL. Manual de Impactos Ambientais. 1993.

BISSET, R., 1983.- Métodos para avaliação de impacto ambiental: uma amostra seletiva com estudo de caso (versão em português do original) "Methds for EIA: A seletive survey with case studies", preparado para Curso Avaliação de Impacto Ambiental. Rio de Janeiro-RJ, 108p.

CLEMENTINO, Maria do Livramento Miranda. Economia e Urbanização do Rio Grande do Norte nos anos 70. Natal: CCHLA:UFRN, 1995.

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. Dispõe sobre a gestão dos resíduos da construção civil. Resolução CONAMA nº 307, Brasília, 2002.

JUNIOR, N. B. C. (coord.).Cartilha de gerenciamento de resíduos sólidos para a construção civil. SINDUSCON/MG. Belo Horizonte, 2005.

MELO, J. G. – Impactos do desenvolvimento urbano nas águas subterrâneas de Natal/RN. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências – USP. São Paulo, SP, 196p. 1995.

MINISTÉRIO DAS CIDADES. Plano Nacional de Saneamento Básico. Disponível em: <http: www.cidades.gov.br> acessado em 20 de abril de 2010.

MINISTÉRIO DAS CIDADES. Lei 11.445/2007. Disponível em: <http: www.cidades.gov.br> acessado em 20 de abril de 2010.

MINISTÉRIO DAS CIDADES. Plano Nacional de Saneamento Básico. Disponível em: <http: www.cidades.gov.br> acessado em 20 de abril de 2010.

PREFEITURA MUNICIPAL DE CERRO CORÁ. Galeria de Fotos.<http://www.cerrocora.rn.gov.br/>. Acessado em: 20 abr. 2010.

PROGRAMA MANANCIAIS SABESP – CAMINHO PARA GESTÃO DE BENEFÍCIOS GLOBAIS E EFETIVOS NA IMPLEMENTAÇÃO DE SISTEMAS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

Nercy D. BONATO (1); Ricardo G. ARAÚJO (2), Suely MATSUGUMA (3)

Resumo: O Gerenciamento de Programas, metodologia hoje amplamente estudada e estruturada, permite aos gestores nas mais diversas áreas, a formatação, implementação, acompanhamento e alcance de metas e benefícios. A composição de projetos na forma de Programas, bastante comum às estratégias públicas de governos, permite a otimização de esforços e recursos, arranjos institucionais facilitadores de entregas integradas além de custos e cronogramas reduzidos.

A Gestão de Programas de Saneamento, especificamente das metas e resultados de empreendimentos de Sistemas de Esgotamento Sanitário pode ser otimizada quando existe a integração de ações no âmbito das intervenções e das instituições envolvidas utilizando as premissas de planejamento e controle preconizadas.

Apresentamos como exemplo o estudo de caso do Programa Mananciais, em implantação na Região Metropolitana de São Paulo-Brasil com recursos parcialmente financiados pelo Banco Mundial - BIRD. No âmbito da Sabesp Cia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo e da Secretaria de Saneamento e Energia, o Programa foi formulado a partir de objetivos claros, resultado de planejamento estratégico e da necessidade de continuidade de Programas anteriores ou em curso, cujos benefícios são complementares e convergentes.

Desta forma, faremos uma exposição do histórico do Programa Mananciais, principais pontos de controle, metodologia para definição das ações e arranjos institucionais e as perspectivas de atingimento de suas metas e benefícios.

Palavras-chave: esgotos, gestão de programas, manancial, região metropolitana, saneamento ambiental

(1) Engenheira Civil, Pós-graduada em Administração de Empresas e Economia pela Fundação Getúlio Vargas, Especialização em Engenharia de Saúde Pública - Universidade São Paulo, Coordenadora da Unidades de Gerenciamento dos Programas Mananciais e Pró-Billings na Região Metropolitana de São Paulo, junto ao Banco Mundial e JICA respectivamente.
Sabesp Rua: Paulo Di Favari, 60 – São Bernardo do Campo Fone: (55-11) 4366-8666 e-mail: nbonato@sabesp.com.br

(2) Sociólogo, Graduado e Mestre em Ciências Políticas pela Universidade de São Paulo, Coordenador do Programa Guarapiranga e Coordenador da Unidade de Gerenciamento do Programa Mananciais. .
Sabesp Rua: Costa Carvalho, 300 Fone: (55-11) 3388-8020 e-mail: rgaraujo@sabesp.com.br

(3) Engenheira Civil, Graduada na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Especialização em Engenharia de Controle da Poluição Ambiental pela Faculdade de Saúde Pública da USP e MBA Executivo no Instituto Mauá de Tecnologia.
Sabesp Rua: Paulo Di Favari, 60 – São Bernardo do Campo Fone: (55-11)4366-8668
e-mail: smatsuguma@sabesp.com.br

1. Introdução

Para a apresentação do Programa Mananciais iremos abordar de forma resumida os aspectos metodológicos da Gestão de Programas, conceitos básicos sobre Programas e Projetos, melhores práticas para a formulação, implementação, acompanhamento e avaliação dos objetivos, metas, resultados e benefícios esperados.

O Programa Mananciais, concebido e formatado na sua essência levando em consideração as necessidades das Áreas de Proteção de Mananciais da Região Metropolitana de São Paulo, será descrito neste trabalho em seu histórico, demandas, composição institucional, objetivos e benefícios esperados e atual estágio de implantação.

O caminho escolhido e trilhado para o planejamento do Programa se mostrou fator determinante para a sua realização e espera-se ao final alcançar seus benefícios, principalmente aqueles relacionados à melhoria das condições dos Mananciais e da saúde da população envolvida.

2. Conceitos - Programas e Projetos

Programas podem ser conceituados de forma simples como um conjunto de ações de natureza e complexidade diversas que se relacionam por metas que na sua somatória resultam em benefícios. São concebidos pelos Governos ou Organizações a partir de necessidades percebidas e oportunidades de melhoria das condições existentes, oportunidades e necessidades estas, muitas vezes resultantes das atividades de planejamento estratégico. Numa situação ideal, os Programas possuem uma área de atuação geográfica definida, uma população alvo ou indivíduos beneficiados, recursos para sua realização alocados e um prazo definido.

Uma definição bastante utilizada atualmente é a do PMI – Project Management Institute, onde um Programa é conceituado como um conjunto de Projetos que se relacionam de alguma forma e que se tratados em modelo de Programa tendem a trazer Benefícios globais, onde projetos gerenciados de forma individual não obteriam.

Ainda segundo o PMI o foco principal de um Programa é a obtenção de Benefícios que tendem a estar totalmente aderentes aos objetivos estratégicos e corporativos (benefícios como resultados de estratégia), onde a Gestão de Programas deve abranger 3 dimensões:

- Gerenciamento de Benefícios: a gestão de benefícios consiste em definir um plano formalizado na qual a Organização estabelece quais os benefícios são esperados como resultados da implementação da Gestão de Programas. Neste plano, além da própria visão dos benefícios e resultados esperados, também devem ser estabelecidas métricas e procedimentos para acompanhamento das metas, definição de regras e responsabilidades das instituições envolvidas.

- Gerenciamento de Interessados ("stakeholders"): Esta gestão é focada diretamente em organizações, áreas de Governo e indivíduos onde os resultados e interesses podem ser afetados pelos Programas.

- Governança de Programas: A terceira dimensão na Gerencia de Programas e não menos importante que as anteriores, consiste em estabelecer uma metodologia de Gestão de Programas (Governança), que envolva políticas, processos, procedimentos, modelos, estrutura organizacional.

Destaca-se nestas definições a importância da "entrega de Benefícios", o que se atinge através da identificação e caracterização da sua necessidade; do planejamento das ações para sua obtenção; da formulação, realização e acompanhamento do Programa; do envolvimento dos "stakeholders" e, das relações institucionais bem estruturadas.

3. Gerenciamento de Programas

O gerenciamento, acompanhamento e avaliação de Programas é uma grande preocupação e tema de estudo por parte das Organizações interessadas nos Benefícios econômico-financeiros e, também dos Governos, na busca dos Benefícios esperados pelas populações.

Programas governamentais por muitas vezes e em muitos lugares do mundo têm dificuldade em obter resultados de sucesso. O governo dos Estados Unidos, através de metodologia específica demonstra em relatório de gestão de orçamento (2005) que apenas 30% dos programas federais puderam ser considerados como efetivos ou moderadamente efetivos e, a grande maioria, 54% não foram capazes de demonstrar resultados. Este baixo desempenho se deve, conforme o mesmo relatório, à conceituação e estruturação inadequados, erros na abordagem e seleção das ações e estratégia e, por fim à não implantação das estruturas propostas para disponibilização dos benefícios.

Uma boa base para implantação dos Programas parte de princípios fundamentais de Gerenciamento de Programas e de seu Ciclo de Vida:

- identificação da situação atual e problemas, necessidades, oportunidades de melhoria, situação e benefícios desejados, “stakeholders” envolvidos;

- identificação das atividades, ações, projetos, intervenções e estrutura necessárias, fatores críticos de sucesso e riscos;

- estabelecimento de uma Unidade Gestora ou Escritório de Gerenciamento de Programa, definição dos objetivos a serem atingidos no tempo e espaço, formulação da estratégia para realização e planejamento das ações;

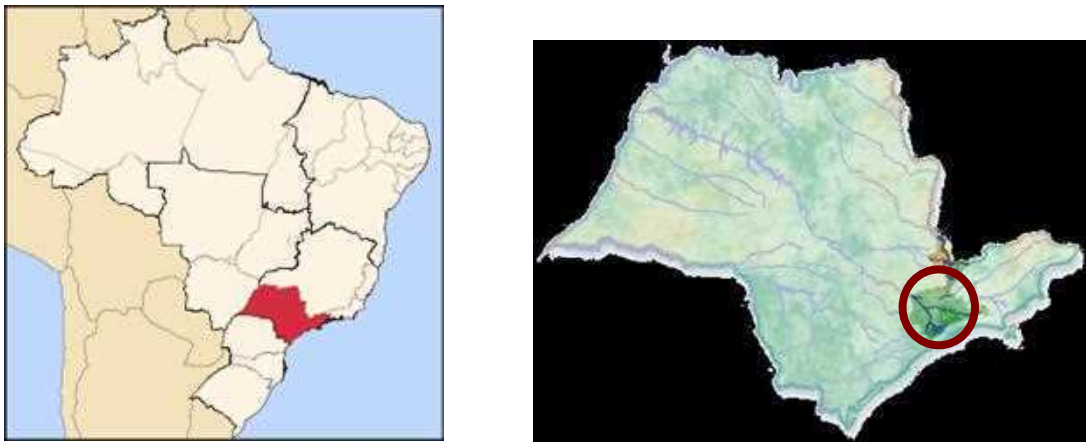
- realização do programa, implantação das intervenções e estruturas propostas, monitoramente e acompanhamento das metas, identificação de necessidades de correções;

- entrega dos benefícios tangíveis e intangíveis, avaliação do programa, identificação de necessidades de aprimoramento, gestão da rotina operacional.

4. O Programa Mananciais – Histórico e Características

O Programa de Saneamento Ambiental dos Mananciais da Bacia Hidrográfica do Alto Tietê – Programa Mananciais – tem como áreas de intervenção as bacias de Mananciais situadas na Região Metropolitana de São Paulo - RMSP e utilizadas para o seu abastecimento público: Bacias Guarapiranga, Billings, Alto Tietê-Cabeceiras, Juqueri-Cantareira e Alto e Baixo Cotia. Excetuado o Baixo Cotia, as demais áreas cobrem uma parcela ponderável do território metropolitano (4.356 Km^2), objeto de proteção legal desde 1975/1976. (Mapa 01 a seguir)

Mapa 01 - Mapas do Brasil, Estado de São Paulo e RMSP





Justificativas e Critérios que Influenciaram na formulação do Programa:

- Área de Abrangência do Programa

Com uma extensão de 5.985 km², a bacia hidrográfica do Alto Tietê abrange uma área intensamente urbanizada, integrada por 35 municípios, onde residem 17,7 milhões de habitantes, sendo quase coincidente com os limites físicos da RMSP – Região Metropolitana de São Paulo. As Áreas de Proteção aos Mananciais – APRMs representam cerca de 54% da área total da RMSP (4.356 dos 8.051 km2) e 73% da área de drenagem da bacia do Alto Tietê. Somente nas APRMs reúnem-se, hoje, 2,2 milhões de habitantes, com 76% dessa população residente nas sub-bacias Billings e Guarapiranga.

Figura 01 Ocupações Bacias Guarapiranga e Billings



- Disponibilidade e Qualidade Hídrica

A bacia do Alto Tietê caracteriza-se pela baixa disponibilidade hídrica frente às significativas demandas metropolitanas e por inúmeros conflitos reais de uso. Para o suprimento do déficit da produção hídrica do Alto Tietê, são importados 31 m3/s das águas do complexo formado pelas bacias hidrográficas dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí, 1 m3/s da bacia da Baixada Santista e 0,5 m3/s da bacia do Litoral, que alimentam, respectivamente, os sistemas produtores de água metropolitanos Cantareira, Guarapiranga e Rio Claro. A densa ocupação e a ampla atividade industrial fizeram com que o conjunto da bacia apresente uma das piores condições de qualidade das águas do Estado de São Paulo, conforme atestam os relatórios da CETESB, organismo de controle ambiental do Governo do Estado, no período entre 2000 e 2005.

- Evolução da Ocupação

Aproximadamente 37% da bacia do Alto Tietê encontra-se ocupada por uma densa malha urbana. Apesar das taxas de crescimento populacional terem sofrido uma acentuada diminuição nas últimas décadas, situando-se em 1,61% a.a. (período 1991- 2000), a área urbanizada continua em sensível expansão, em particular nas áreas mais periféricas, em contrapartida à queda populacional nos pólos centrais de atividade econômica que são encontrados nos vários quadrantes da Metrópole. A expansão de população de baixa renda

para zonas mais periféricas resultou, dentre outros fenômenos, na desqualificação ambiental de territórios legalmente protegidos. Função deste cenário, fontes de abastecimento dentre as mais importantes da bacia do Alto Tietê – como Guarapiranga e a Billings - encontram-se agudamente afetadas por esta expansão da malha urbana, pondo em risco a sustentabilidade do fornecimento público de água da RMSP.

A implementação do Programa envolve ações estruturais e não-estruturais, de curto, médio e longo prazos, voltadas, simultaneamente, a objetivos ambientais, sociais e de desenvolvimento urbano, definidos a partir do entendimento de que, nas áreas de mananciais da RMSP, as situações mais críticas se caracterizam pela sobreposição de problemas de uso e ocupação do solo, com o conseqüente comprometimento da qualidade das águas, freqüentemente envolvendo quadros acentuados de pobreza urbana.

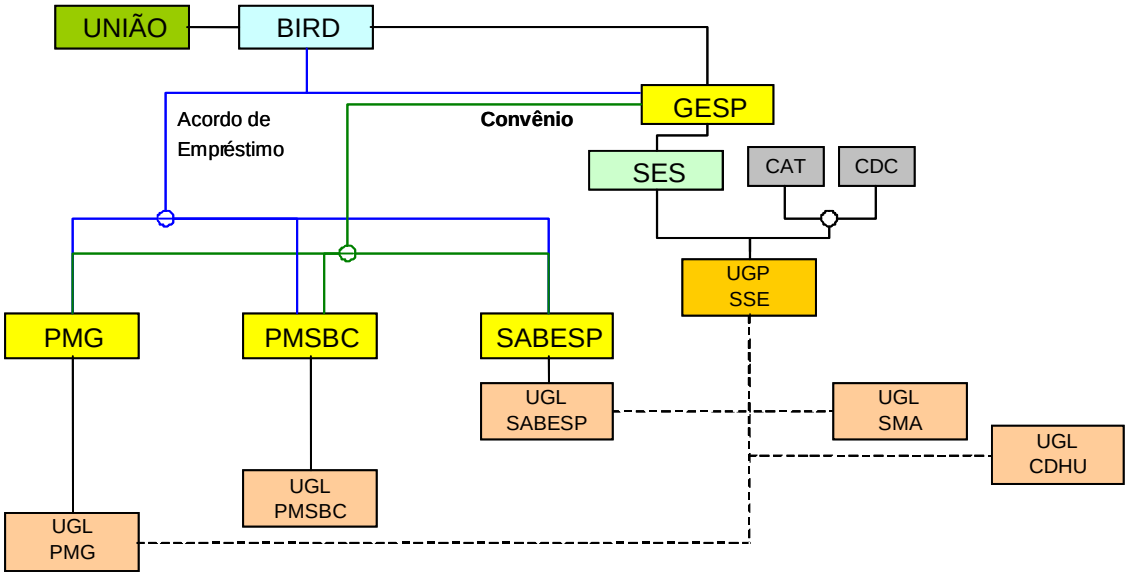
Com base nesses objetivos, foram definidos os componentes e ações do Programa, tomando por base um trabalho de preparação coordenado pela SSE – Secretaria de Saneamento e Energia do Estado de São Paulo, através de uma UGP – Unidade de Gerenciamento do Programa. Isto envolveu uma série de organizações participantes, incluindo-se o próprio Governo do Estado, a Sabesp e os Municípios inseridos nas sub-bacias de mananciais – como executores - e entidades colegiadas e da sociedade civil organizada, estas consultadas durante o processo preparatório.

Na implementação do Programa Mananciais, estão envolvidos quatro Tomadores (Governo do Estado de São Paulo, Cia. de Saneamento Básico do Estado de São Paulo – SABESP e Prefeituras do Município de São Bernardo do Campo e de Guarulhos), os quais assinam Acordos de Empréstimo com o Banco Mundial. O valor total dos investimentos do Programa Mananciais é de US$ 235 milhões. , sendo o empréstimo da Sabesp de US$ 125 milhões.

Para o gerenciamento das atividades de cada executor, há uma unidade de gerenciamento local - UGL, que se encarrega da coordenação e acompanhamento geral das suas ações, das prestações de contas e do relacionamento com o organismo financiador, em atendimento às condições contratuais que venham a se estabelecer. Além das UGLs, o Programa conta com uma UGP – Unidade de Gerenciamento do Programa, responsável por acompanhar – de modo geral – todas as ações e resultados do Programa, possibilitando uma análise integrada dos avanços físico-financeiros e dos “out-comes” do programa, além de contribuir para a sua indispensável unidade de condução.

A Figura 02, apresentada na seqüência, sintetiza o arranjo institucional proposto.

Figura 02 – Arranjo Institucional



O conjunto de ações previstas pelo Programa Mananciais está dividido em quatro sub-programas:

- Instrumentos de Sustentação, Acompanhamento, Controle e Viabilização;
- Ações de Recuperação Urbana;
- Ações de Preservação e Recuperação Ambiental;
- Ações de Saneamento Ambiental.

As ações específicas da Sabesp são:

- Programa de Sustentação da Qualidade Ambiental da Bacia do Guarapiranga

Ações de Preservação e Recuperação Ambiental
- Modelos Hidrodinâmicos e de Qualidade;
- Estações para abatimento de cargas;
- Sistema para retenção de detritos;
- Wetlands;
- Planos de manejo do manancial.

Ações de Saneamento Ambiental
- Melhorias para a Estação de Tratamento de Água ABV;
- Implantação de sistema de esgotamento sanitário e melhoria das estruturas existentes (municípios de São Paulo, Embu, Embu Guaçu e Itapecerica da Serra).

- Programa de Sustentação da Qualidade Ambiental da Bacia Billings

Ações de Preservação e Recuperação Ambiental
- Modelos Hidrodinâmicos e de Qualidade;

- Estações para abatimento de cargas;
- Planos de manejo do manancial.
- (Ribeirões da Fazenda, Pedroso, Olaria)

Ações de Saneamento Ambiental

- Melhorias para a Estação de Tratamento de Água Rio Grande;
- Implantação de sistema de esgotamento sanitário (municípios de São Paulo, São Bernardo do Campo, Ribeirão Pires e Rio Grande da Serra).

Programa de Implantação da Gestão Integrada da Bacia do Alto Tietê

Ações de Preservação e Recuperação Ambiental

- Modelos Hidrodinâmicos e de Qualidade
- (Reservatórios Taiaçupeba, Jundiaí e Biritiba);
- Estações para remoção de nutrientes;
- Planos de manejo.
- (Rios Jundiaí, Taiaçupeba Mirim)

Ações de Saneamento Ambiental

- Melhorias para a Estação de Tratamento de Água Taiaçupeba e Casa Grande;
- Implantação de sistema de esgotamento sanitário (município de Suzano).

Programa de Implantação da Gestão Integrada da Bacia do Juqueri Cantareira

Ações de Preservação e Recuperação Ambiental

- Modelos Hidrodinâmicos e de Qualidade
- (Reservatórios Paiva Castro e Atibainha);
- Estações para abatimento de cargas;
- Planos de manejo dos mananciais.
- (Rios Itaim, Jacareí, Jundiaí, Taiaçupeba Mirim)

Ações de Saneamento Ambiental

- Melhorias para a Estação de Tratamento Guaraú;
- Implantação de sistema de esgotamento sanitário (município de Mairiporã e Bragança Paulista).

Programa de Implantação da Gestão Integrada da Bacia do Baixo e Alto Cotia

Ações de Preservação e Recuperação Ambiental

- Estações para remoção de carga poluidora e nutrientes (Rio Cotia);
- Planos de manejo de mananciais (Morro Grande);
- Implantação Parque Isolina.

Ações de Saneamento Ambiental

- Melhorias para as Estações de Tratamento de Água Alto e Baixo Cotia;
- Implantação de sistema de esgotamento sanitário.

A eficiência ambiental e social do Programa Mananciais será aferida por um conjunto de indicadores onde é relevante mencionar: Índice de Qualidade da Água, Índice de Qualidade para a Proteção da Vida Aquática, Evolução das cargas fósforo total nos tributários dos reservatórios, Pesquisas para a avaliação dos resultados das intervenções com a população-alvo.

5. Objetivos, Metas e Benefícios

O Programa Mananciais tem como principais objetivos contribuir para a proteção dos mananciais de água para abastecimento da Região Metropolitana de São Paulo - RMSP, área de extrema escassez de recursos hídricos, mantendo suas condições operacionais mediante iniciativas de ordenamento da ocupação de seu território e de melhoria da qualidade de vida da população residente, particularmente no que diz respeito à infra-estrutura sanitária e à habitação. A finalidade mais importante é a sustentabilidade ambiental das Áreas de Proteção e Recuperação dos Mananciais - APRMs, afetada por diversos fenômenos urbanos que, nas últimas décadas, comprometeram os níveis de salubridade destas áreas. Com efeito, o melhor padrão de organização urbana e a melhoria da qualidade de vida da população influem diretamente sobre os mananciais, o que implica a adoção de políticas que permitam o acesso a serviços públicos de infra-estrutura sanitária e a condições de habitabilidade que, a um só tempo, reduzam impactos de poluição e motivem a inclusão social, alterando de forma gradativa, mas substantiva, a relação hoje difícil entre a ocupação urbana e a manutenção dos mananciais para o objetivo do abastecimento público.

Os principais benefícios e resultados ambientais esperados com a implementação do Programa Mananciais estão associados à manutenção e ao controle operacional dos mananciais metropolitanos, visando assegurar o abastecimento público e melhorar a qualidade de vida da população.

Relacionando-se os benefícios e resultados, especificamente, às intervenções previstas, podem ser destacados:

• Redução das cargas poluidoras afluentes aos corpos d'água e reservatórios e manutenção da qualidade da água, considerando as projeções de crescimento populacional. Tal redução será mensurada por meio de indicadores de monitoramento de qualidade ambiental e das águas. Estão associadas a este resultado a implementação do sistema de saneamento ambiental, especialmente nas áreas das sub-bacias Billings e Guarapiranga, mediante a execução de sistema de coleta e tratamento de esgotos sanitários e destinação adequada de resíduos sólidos; urbanização de favelas, recuperação urbana de loteamentos irregulares, remoções e reassentamentos (nas sub-bacias do Guarapiranga, Billings, Juqueri-Cantareira e Alto Tietê), compreendendo melhorias de drenagem, pavimentação, esgotamento sanitário, abastecimento de água, contenção geotécnica, coleta de lixo, urbanização, etc.;

• Melhoria da qualidade ambiental e de vida da população residente, com base na melhoria do atendimento à população por serviços públicos e infra-estrutura, a partir das ações físicas de urbanização de favelas, recuperação urbana de loteamentos irregulares, remoções e reassentamentos, com melhorias sobre a qualidade de vida da população; conjunto de obras de implantação de parques, revitalização urbana de áreas livres e recuperação de áreas degradadas.

6. Seleção de Intervenções nas Bacias Guarapiranga e Billings

A definição e o detalhamento de um conjunto articulado de ações integradas, como o Programa Mananciais, deveria buscar aderência a objetivos e metas de sustentabilidade ambiental, local e regional. Com base nesses objetivos, a preparação do Programa Mananciais percorreu várias etapas metodológicas, que visaram verificar a sua viabilidade socioeconômica, ambiental e institucional e manter o caráter integrado do Programa, sem, no entanto, criar demasiada dependência entre as intervenções, ao menos temporal ou geográfica, que pudesse interferir nos planos de execução.

A primeira etapa de planejamento consistiu de um extenso levantamento das áreas elegíveis e das demandas de intervenção, entre as inúmeras fontes de informação disponíveis, para caracterizar e compreender os fenômenos e situações que justificassem a realização de estudos, projetos e obras, que pudessem prevenir, mitigar ou compensar os riscos e danos ambientais (existentes ou potenciais) incidentes sobre as áreas dos mananciais de abastecimento público da RMSP. Os executores preencheram um Resumo Executivo (Ficha Descritiva de Componente e Intervenções conforme Figura 03 a seguir), com o detalhamento de cada uma das atividades previstas, orçamentos, cronogramas físico-financeiros e demonstrativos de despesas.

Figura 03 - Exemplo de Ficha Descritiva

SERHS – UGP – ***Programa Mananciais*** **Executor: SABESP**

FICHA DESCRITIVA DO COMPONENTE

Código[1]	Item	Descrição
2.	**Sub-programa:**	Programa de Recuperação Ambiental da Bacia Billings
2.4	**Componente:**	Ações de Saneamento Ambiental
2.4.2	**Sub-componente:**	Implantação de Sistemas de Esgotos
2.4.2.3	**Atividade:**	Obras de Ampliação dos Sistemas de Esgotos
2.4.2.3.4	**Ação:**	Ações junto a Bacia de Contribuição do Reservatório Billings – *Vila Lopes e Vila São João – Município de Rio Grande da Serra*
	Contrato:	

Valor (US$)	**Total**	**BIRD**	**CP**
Executor:	SABESP		
Interveniente(s):	---		
Responsável pela Contra-partida	SABESP		
Tipo de Aplicação[2]:	1 - Obras		
Categoria de Financiamento[2]:	1 - Obras		
Método de Licitação2:	LPN		
Método de Seleção[2]:	SOF - Seleção com Orçamento Fixo SBQC - Seleção Baseada na Qualidade e Custo		

(1)	**Escopo da intervenção:**

Abarcando a expansão dos sistemas de esgotamento sanitário junto a Vila Lopes e Vila São João, a presente proposta é composta pelas seguintes intervenções: rede coletora; e ligações prediais.

(2)	**Justificativa específica e sua relevância para os objetivos gerais do Programa:**

Ver Ficha ***"Caracterização Geral da Bacia Billings"***

(3)	**Eventual integração com outras ações planejadas, do mesmo Projeto e do Programa:**

Visto que toda a intervenção física (obra) da SABESP será acompanhada de Plano de Ações Sócio Educativas, no âmbito do Programa Mananciais, as intervenções contidas nas ações previstas pela presente ficha técnica pode ser correlacionada ao sub-programa Programa Integrado de Promoção da Qualidade Ambiental; componente Instrumentos de Sustentação, Acompanhamento, Controle e Viabilização do Programa (Gestão); sub-componente Educação Ambiental e Monitoramento Pós-Obra; atividade Plano de Ações Sócio Educativas (2.1.1.1.).
Complementarmente vale ponderar ser o Projeto Executivo escopo da "Ficha 2.4.2.2.3-SABESP", igualmente integrante do Programa Mananciais.

(4)	**Áreas e população beneficiadas e caracterização sócio-econômica:**

Ver Ficha ***"Caracterização Geral da Bacia Billings"***

(5)	**Benefício para o meio-ambiente:**

Ver Ficha ***"Caracterização Geral da Bacia Billings"***

(6)	Outros benefícios potenciais:

Ver Ficha ***"Caracterização Geral da Bacia Billings"***

(7)	Agente(s) executor(es) responsável(is):

Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo. Unidade de Negócio Sul - SABESP/MS

(8)	Demais organismos, públicos ou privados, que participarão como intervenientes:

--- (NA)

(9)	Estado da arte do documento técnico já existente pertinente à contratação da obra, serviço ou estudo e requisitos e exigências dispostos no tempo, para a devida licitação (para compor o estoque inicial de projetos do Programa, com a finalidade de aceleração dos seus desembolsos no primeiro ano de implementação):

--- (NA)

(10)	Sendo o caso, avaliação do projeto de engenharia da intervenção e indicação das eventuais providências necessárias à sua atualização ou complementação:

--- (NA)

(11a)	Orçamento (em R$):	R$	Data Base:	Fevereiro de 2004
(11b)	Cronograma Físico-Financeiro (em US$):			

Nota: O orçamento NÃO PREVÊ 5% de contingências físicas nos componentes relativos a obras e equipamentos e o cronograma físico-financeiro NÃO PREVÊ 2,5% a.a. de contingências financeiras (para representar a inflação do dólar) em todos os componentes.

	Comentários:

Utilizou-se para conversão de R$ para US$ o valor do dólar em 16/02/2004, ou seja, R$ 2,9058.

(12)	Fontes de recursos, inclusive, quando for o caso, os recursos privados ou de compensação ambiental por empreendimentos permitidos dentro de uma sub-bacia:

Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo. Unidade de Negócio Sul - SABESP/MS

(13)	Condições e responsabilidades institucionais (gerenciais e econômico-financeiras) de sua operação futura, com ênfase especial sobre os desafios de manutenção das infra-estruturas e serviços públicos (saneamento, drenagem, coleta e destinação final de lixo, manutenção de áreas verdes e de lazer, etc.), em áreas de baixo padrão urbano:

A responsabilidade pela manutenção e operação do sistema proposto ficará a cargo da SABESP.

(14)	Tabela de metas quantitativas da ação proposta (como a população beneficiada, o volume físico das obras, as cargas poluidoras abatidas, etc):

Estimativa de população atendida (início de plano) de cerca de 400 habitantes, o que corresponde a uma carga estimada interceptada de 22 kgDBO/dia.
Quanto a volume físico das obras, estima-se: implantação de ***11 km*** de ***rede coletora***; e ***110 ligações prediais***.

(15)	Mecanismos de recuperação de custos:

A recuperação de custos se dará através de tarifa, com previsão de retorno a longo prazo em função do baixo poder aquisitivo da população atendida e da aplicação de tarifa social.

A segunda etapa, em complemento à anterior, correspondeu ao cruzamento das informações dos resumos executivos com os objetivos e metas do Programa Mananciais, selecionando as atividades compatíveis com o equacionamento dos problemas ambientais e

urbanos verificados nas bacias hidrográficas abrangidas. Esse processo de escolha e definição das intervenções apoiou-se, basicamente, em dois grupos de critérios de seleção:

- Critérios de elegibilidade (administrativo-financeiros), aplicados na etapa anterior: foram atualizados conforme a evolução das negociações com o BIRD e demais agentes intervenientes; e,

- Critérios técnico-ambientais, econômicos e jurídico-institucionais: cuja análise perspectiva foi realizada de modo conjunto, com base em um modelo multicritério. Este modelo multicritério teve como principal finalidade apoiar as decisões quanto à seleção das intervenções, pautado em perspectivas concomitantes de hierarquização.

No caso das Bacias Guarapiranga e Billings, com suporte em modelos matemáticos e de simulação hidrológica (MQUAL), foi identificado o conjunto de intervenções estruturais de menor custo de investimento e maior rendimento ambiental, aferido no abatimento da matriz de cargas afluentes aos corpos hídricos (tributários e reservatórios). A utilização desse modelo matemático também possibilitou reconhecer quais as intervenções eram do ponto de vista ambiental, mais eficazes na remoção de cargas poluidoras afluentes aos mananciais, permitindo a sua hierarquização e, por decorrência, a seleção das ações com menores custos e maiores benefícios ao meio ambiente.

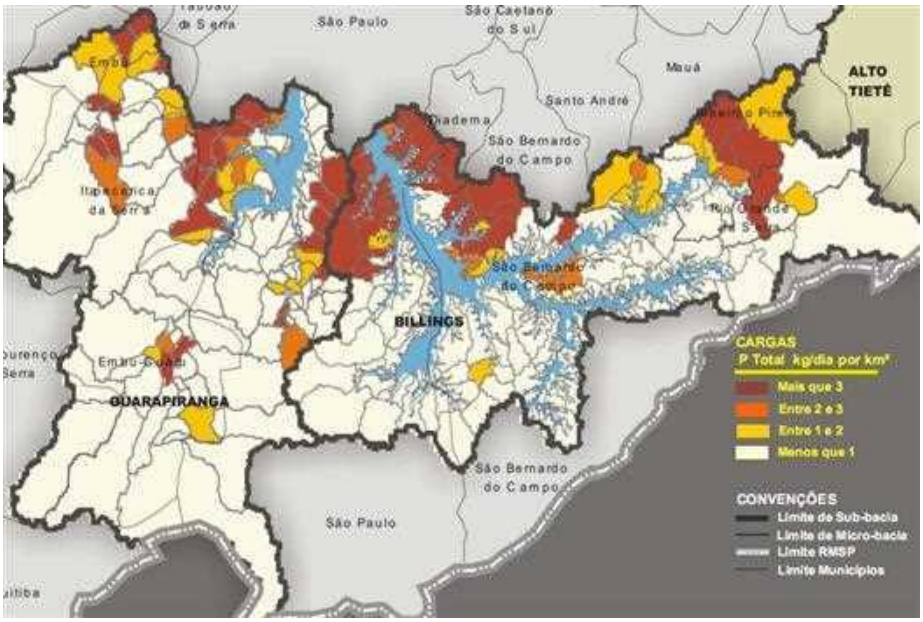
Na segunda perspectiva, o conjunto identificado baseou-se no critério socioeconômico, vinculando às intervenções aos benefícios econômicos e sociais decorrentes de sua implantação. Esse processo caminhou por dois eixos distintos de análise:

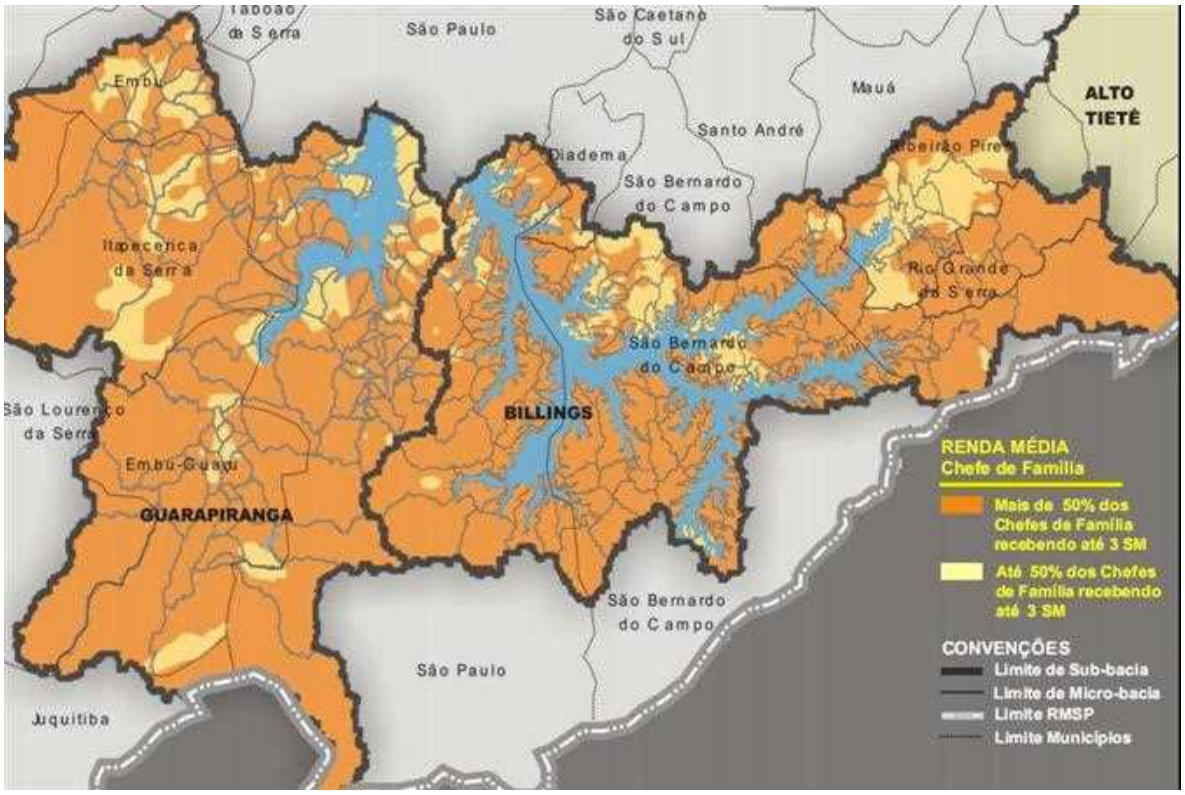
(i) a abordagem dos benefícios econômicos à luz das avaliações econômico-financeiras; e,

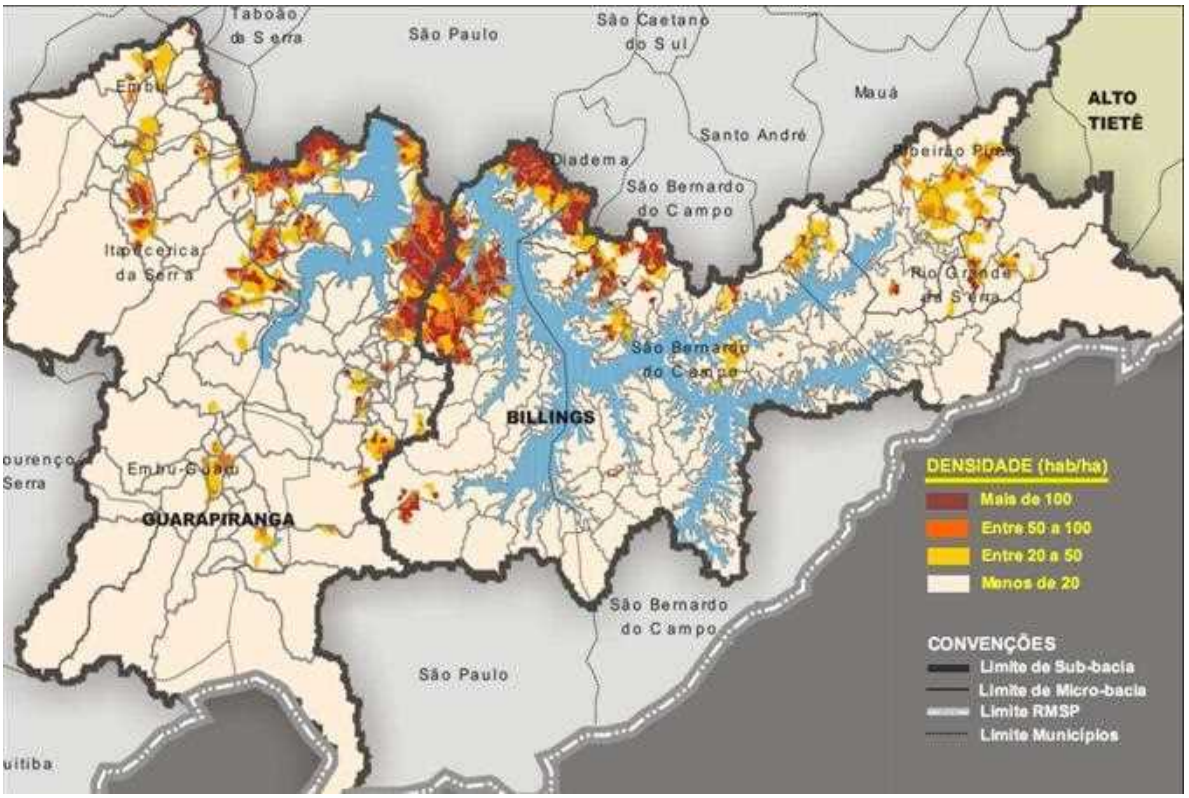
(ii) (ii) a caracterização socioeconômica das áreas de mananciais, com destaque para as mais críticas no que concerne à distribuição de renda, densidade urbana e índices de criminalidade. O inter-relacionamento dessas informações configurou a base cartográfica da segunda perspectiva de análise.

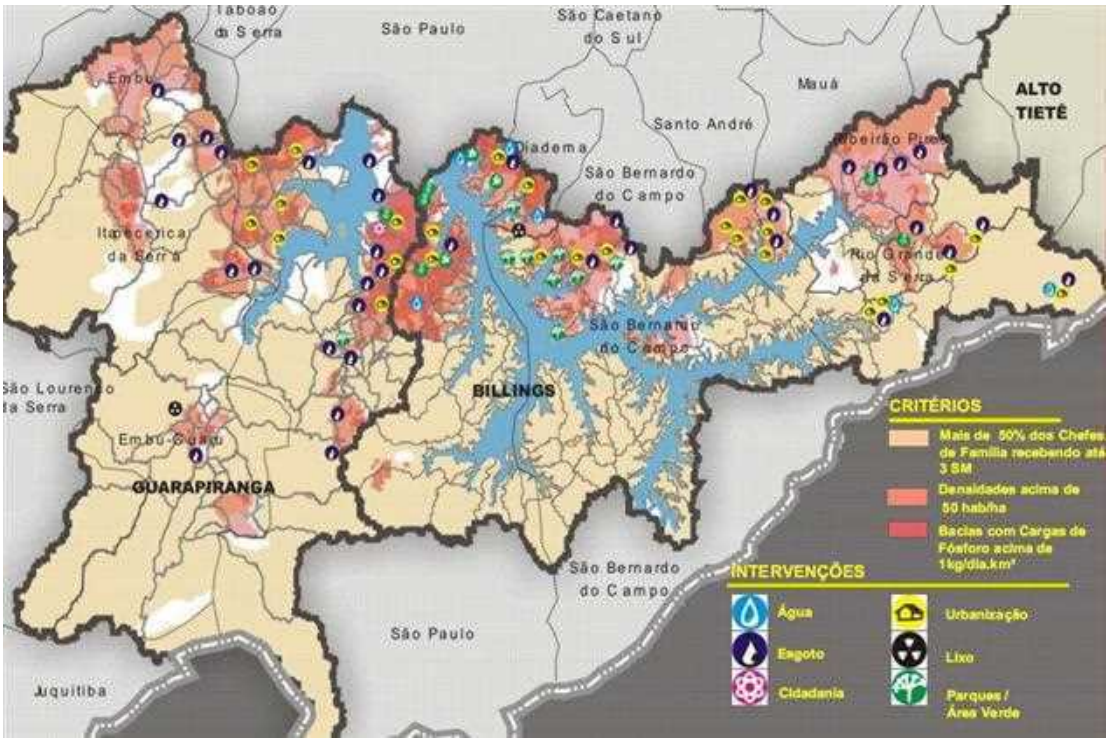
Foram elaborados mapas temáticos de distribuição de renda e densidade demográfica, identificando as situações mais críticas (baixa renda e maiores densidades).

Figura 04


São Paulo
São Caetano do Sul
Mauá
ALTO TIETÊ
Santo André
Diadema
São Bernardo do Campo
Itapecerica da Serra
BILLINGS
Embu-Guaçu
GUARAPIRANGA
São Bernardo do Campo
São Paulo
CARGAS
P Total kg/dia por km²
Mais que 3
Entre 2 e 3
Entre 1 e 2
Menos que 1
CONVENÇÕES
Limite de Sub-bacia
Limite de Micro-bacia
Limite RMSP
Limite Municípios


São Paulo
São Caetano do Sul
Mauá
ALTO TIETÊ
Santo André
Diadema
São Bernardo do Campo
Itapecerica da Serra
Rio Grande da Serra
BILLINGS
São Lourenço da Serra
Embu-Guaçu
GUARAPIRANGA
São Bernardo do Campo
São Paulo
Juquitiba
RENDA MÉDIA
Chefe de Família
Mais de 50% dos Chefes de Família recebendo até 3 SM
Até 50% dos Chefes de Família recebendo até 3 SM
CONVENÇÕES
Limite de Sub-bacia
Limite de Micro-bacia
Limite RMSP
Limite Municípios





Em seguida, foi lançado o conjunto das intervenções sobre esse mapa, verificando-se o grau de coincidência e sobreposição das propostas de intervenção com a condição de

criticidade. Esse cruzamento possibilitou à UGP e aos executores a correção de distorções e um ajuste mais refinado das propostas às condições de criticidade das áreas de mananciais, permitindo uma maior aderência das intervenções aos objetivos do Programa Mananciais e possibilitando a estruturação e priorização de ações e investimentos.

7. Conclusões

As intervenções da Sabesp no âmbito do Programa Mananciais encontram-se em andamento nas regiões da Bacia Guarapiranga, município de Itapecerica da Serra, executando o Sistema de Esgotamento Sanitário (Estações Elevatórias de Esgotos, Coletores-Tronco, Redes Coletoras e Ligações) dos Bairros Jardim Jacira, Analândia e adjacências. Tratam-se de localidades de ocupação de baixa renda, priorizada em função da execução concomitante pela Prefeitura de obras de reurbanização.

A gestão do Programa Mananciais utilizando as melhores práticas de Gestão de Programas, a experiência de seus técnicos e, a ação coordenada de diversas instituições da administração pública nos temas envolvidos, representa uma oportunidade de estreitamento de relações institucionais e técnicas que vem demonstrando uma firme alternativa de enfrentamento dos desafios urbanos e sociais de grandes metrópoles, como é o caso da Região Metropolitana de São Paulo.

Referências Bibliográficas

Secretaria de Saneamento e Energia do Governo do Estado de São Paulo – Brasil. *Relatório Ambiental Estratégico do Programa de Saneamento Ambiental dos Mananciais do Alto Tietê*. 2008

Project Management Institute – *PMBOK "Project Management Body of Knowledge*" 3ª Edição. 2004

The White House Office of Management and Budget - *"Rating the Performance of Federal Programs – 2005"*. www.whitehouse.gov/omb/part

PROGRAMA PILOTO PARA IMPLANTAÇÃO DO PLANO DE SEGURANÇA DA ÁGUA NA SABESP

André Luis G. RODRIGUES (1); Rosângela C. M. de CARVALHO (2)

A Sabesp - Cia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo – criou um Programa para Implantação do Plano de Segurança da Água (PSA) e o presente trabalho pretende demonstrar e analisar o seu atual estado, tanto quanto sua importância. Esse programa tem como objetivo central levar em consideração uma abordagem de gestão de risco ainda não encontrada nos padrões atuais da Sabesp. O método utilizado para analisar este programa deriva de uma compilação da bibliografia existente sobre o assunto e, assim, o desenvolvimento de uma metodologia de implantação mais adequada para a realidade da Sabesp.

A metodologia escolhida foi de implantação através de Sistemas Pilotos de menor porte por facilitar a implantação do PSA em toda a Sabesp, treinando as equipes gradualmente de acordo com o desenvolvimento do Programa.

Os resultados até então encontrados consistem no entendimento da importância de uma gestão conjunta e uma melhor compreensão dos sistemas de abastecimento como um todo ao centralizar as informações. Além disso, é possível perceber que uma série de ações que visam a segurança da água já estava sendo realizada, podendo se tornar visível a todos com a implantação do PSA.

Palavras Chaves: gestão, implantação, metodologia, piloto, segurança, água.

(1) Químico, Gerente do Departamento de Qualidade dos Produtos Água e Esgoto
SABESP - Cia Saneamento Básico do Estado de São Paulo, Brasil,
Rua Conselheiro Saraiva nº 519, Santana, São Paulo, SP, Brasil, CEP:02037-021,
Tel: 55 11 2971 4151; Fax: 55 11 2971 4154.
email: andregois@sabesp.com.br;
(2) Engenheira Química do Departamento de Qualidade dos Produtos Água e Esgoto,
SABESP - Cia Saneamento Básico do Estado de São Paulo, Brasil,
Rua Conselheiro Saraiva nº 519, Santana, São Paulo, SP, Brasil, CEP:02037-021,
Tel: 55 11 2971 6331; Fax: 55 11 2971 4177
email: rccarvalho@sabesp.com.br;

1. INTRODUÇÃO

A Sabesp (Cia de Saneamento Básico do estado de São Paulo) é uma empresa de economia mista responsável pelo fornecimento de água, coleta e tratamento de esgotos de 366 municípios do Estado de São Paulo e 26,7milhões de pessoas atendidas.

A Portaria 518/04 do Ministério da Saúde estabelece que a água produzida e distribuída para o consumo humano deve ser controlada. A legislação define também a quantidade mínima, a frequência em que as amostras de água devem ser coletadas e os limites permitidos.

Em atendimento às exigências estabelecidas, a Sabesp analisa a qualidade da água desde a origem até os pontos de consumo. Para assegurar a confiabilidade do seu produto, a empresa executa um forte trabalho nas suas 16 centrais de controle sanitário, estrategicamente instaladas pela Região Metropolitana de São Paulo, interior e litoral.

A Sabesp até então não possuía nenhum estudo que abordasse a gestão de risco exclusivamente para qualidade da água, e desta forma foi criado um Programa Piloto para implantação do Plano de Segurança da Água. O objetivo principal é estabelecer a metodologia adequada que atenda e respeite a particularidade de cada sistema, quer seja pela localização, tamanho, tipos de tratamento, coordenação interna, equipes diferenciadas, forma de trabalho, entre outros...

2. HISTÓRICO

Algumas unidades de Tratamento de Água da Sabesp, já haviam demonstrado interesse por este assunto, chegando a desenvolver Planos de Contingência, conforme as ocorrências que eram registradas, sem mesmo ter conhecimento do funcionamento de um Plano de Segurança da Água.

Em 2007, estávamos procurando desenvolver um projeto piloto de Plano de Segurança da Água, e permeamos vários caminhos, inclusive a contratação de consultoria. Neste mesmo período, através do Bonn Network fomos contemplados como membro da IWA especificamente nos assuntos sobre o Plano de Segurança da Água, passando a conhecer, trocar experiências e informações importantes.

Em 2008, algumas pessoas que demonstravam interesse pelo assunto, participaram da Conferência Internacional “Water Safety Plants: Global Experiences and Future Trends”, em Lisboa, Portugal no período de 12 – 14 de maio de 2008.

Em 2009 foi formado um grupo composto por representantes de regiões diferentes e coordenado pelo Departamento de Controle de Qualidade dos Produtos Água e Esgoto com o objetivo de implantar pilotos para termos um aprendizado conjunto sobre vários aspectos: sistemas de tratamentos diferentes, estabelecer uma gestão de implantação do PSA para a Sabesp e fazer adaptação dos estudos existentes apresentados pela IWA para a situação brasileira, onde a Sabesp atua.

3. OBJETIVO

O Programa do Plano de Segurança da Água (PSA) na Sabesp tem como objetivo:

- Incorporar metodologias de avaliação, gestão de risco e do sistema;

- Se adiantar à fiscalização do órgão regulamentador ARSESP, quanto à qualidade da água;

- Montar pilotos com características diferentes, de forma a facilitar a implantação do Programa "Plano de segurança da Água" em toda a Sabesp;

- Apresentar procedimentos básicos a serem implantados na Cia, de modo a atingir os objetivos de avaliar, identificar, priorizar os riscos, estabelecer medidas de controle e seu monitoramento, implementar as medidas corretivas. Criar procedimentos internos direcionados ao atendimento do PSA e estabelecer Plano de Gestão;

- Servir de base de obtenção de recursos para o Planejamento Estratégico, priorizando os maiores riscos da Empresa;

- Ajudar a Sabesp a viabilizar a gestão de riscos nos sistemas de abastecimento prevendo as medidas a tomar em caso de ocorrência de fenômenos naturais ou provocados que, de alguma forma possam colocar em risco a qualidade dos serviços prestados, assim como a saúde pública.

4. ENQUADRAMENTO

Para o desenvolvimento do trabalho de gestão para implantação do Plano de Segurança da Água na Sabesp, optamos em aproveitar ao máximo as literaturas disponíveis na IWA , assim como os materiais disponíveis pela Universidade do Minho e Instituto Regulador de Águas e Resíduos. Principalmente utilizamos o "*Plano de Segurança da Água para Consumo Humano em Sistemas Públicos de Abastecimento*" (Nov 2005) do autor J. Vieira e Carla Morais que apresenta uma metodologia de trabalho que aborda conceitos, estudos e análise de várias publicações que demonstram a evolução do tema desde 1958 com o surgimento da primeira publicação da Organização Mundial de Saúde (OMS) – *Internacional Standards for Drinking-Water* e suas revisões, assim como as publicações *do Guidelines for Drinking Water Quality (GDWQ)* de 1984 a 1997.

Outros materiais de suma importância para o desenvolvimento do PSA na Sabesp, nos orientaram quanto a necessidade de criar critérios e conceitos que atendessem a nossa realidade local em relação à graduação dos riscos, tais como Simon J. T. Pollard - *Risk Management for Water and WasteWater Utilities*; Manual PSA da IWA (*Water Safety Plan Manual*); Techeau - *Identification and description of hazards for water supply systems - A catalogue of today's hazards and possible future hazards*, version August 2008.

5. METODOLOGIA ADOTADA

Este trabalho vai se ater ao Plano de Segurança da Água (PSA) para consumo humano dentro das atribuições e responsabilidades da Sabesp, desta forma consideraremos a análise e gestão de riscos como uma forma de segurança preventiva de modo a estruturar o processo de decisão, estabelecendo planos de ação e procedimentos internos para garantia do consumo de água em segurança. Sendo assim usaremos o PSA (conforme proposto em WHO,2008), abrangendo três etapas, tais como: Avaliação do Sistema, Monitoramento Operacional e Planos de Gestão.

Avaliação do Sistema: abrange o fornecimento de água com qualidade de forma segura, avaliando deste a fonte, o tratamento e distribuição de água até à torneira do consumidor.

Monitoramento Operacional: após a detecção dos riscos faz- se a Identificação de Medidas de Controle, estabelece-se medidas mitigadoras e validação destas medidas (evidência da performance da Medida de Controle) de modo a reduzir os riscos identificados.

Planos de Gestão: abrange o desenvolvimento de providências efetivas para a gestão do controle do sistema de abastecimento de água, através de procedimentos empresariais e internos, manuais de operação de rotina e condições excepcionais e monitoramento do sistema.

Para a implementação do PSA comparamos a metodologia usada pelo Prof. Vieira e pela Water Safety Plan Manual (WSP-2009) e adotamos uma metodologia mista (Quadro 1).Resumindo as etapas de implantação do PSA adotada, temos:

1 Constituição de Equipe

2 Descrição do sistema de abastecimento de água

3 Construção e Validação do diagrama de fluxo

4 Identificação de Perigos

5 Caracterização de riscos

6 Estabelecimento de Limites Críticos

7 Definição de PCC (Pontos Críticos de Controle)

8 Priorização de riscos, determinando e validando medida de controle e reavaliação de riscos.

9 Desenvolver , Implementar e manter um plano de melhoria/ plano de upgrade.

10 Definir medidas de controle de monitoramento

11 Estabelecimento de ações corretivas

12 Estabelecimento de procedimento para gestão de rotina

13 Estabelecimento de procedimento para gestão de rotina

14 Estabelecimento de documentação e de protocolos de comunicação

15 Planejar e realizar revisão periódica do PSA

16 Revisão do PSA

Quadro 1 – Comparativo de metodologias de implantação de PSA

PSA/José Manuel Vieira Pereira			WSP 2009	Sabesp
ETAPA				
	DETALHAMENTO	FASE	FASE	FASE
PRELIMINAR	• Coordenador Geral • Equipe de trabalho Principal • Equipe de trabalho - Sist.Piloto - Garantia da qualidade da água • Equipe de trabalho - Sist. Piloto - Resp. pelas análises • Equipe de trabalho - Sist. Piloto - Resp. pela operação • Equipe de trabalho - Sist. Piloto - Resp. pela manutenção	1. Constituição da Equipe	MÓDULO 1: Ações preliminares, incluindo montagem da equipe do PSA	1. Constituição da Equipe
	• Plano geral do sistema Piloto, desde a fonte até ao consumidor • Esquema da captação (superficial ou subterrânea) • Descrição do esquema de tratamento de água, incluindo os produtos químicos adicionados • Planta do sistema de distribuição (reservatórios, condutas, acessórios, etc.) • Zonas Protegidas • Uso de solos da bacia hidrográfica • Fontes poluidoras pontuais e difusas	2. Descrição do Sistema de Abastecimento	MÓDULO 2: Descrição do sistema de fornecimento de água.	2. Descrição do Sistema de Abastecimento de água
	• verificação da abrangência das etapas consideradas • Correção dos elementos constantes no diagrama • Confirmação do diagrama através de visita ao sistema	3. Construção e validação do diagrama de fluxo		3. Construção e validação do diagrama de fluxo
AVALIAÇÃO DO SISTEMA	• Identificação de Perigos na Fonte • Identificação de Perigos no Tratamento • Identificação de Perigos na Distribuição	4. Identificação de perigos	MÓDULO 3: Identificação de perigos e avaliação de riscos	4. Identificação de perigos
	• Priorização de riscos •Definição de PCC (Pontos de Controle Críticos)	5. Caracterização de riscos	MÓDULO 4: Determinar e validar medida de controle, reavaliação e priorização de riscos.	5. Caracterização de riscos 6.Estabelecimento de Limites Críticos 7.Definição de PCC (Pontos de Controle Críticos)
	•Identificação e avaliação de medidas de controle na Fonte •Identificação e avaliação de medidas de controle no Tratamento •Identificação e avaliação de medidas de controle na Distribuição	6. Identificação e avaliação de medidas de controle		8. Priorização de riscos.determinando e validando medida de controle e reavaliação de riscos
			MÓDULO 5: Desenvolver , Implementar e manter um plano de melhoria/ plano de upgrade. UPGRADE: Investimento necessário para a modificação do sistema principal	9. Desenvolver , Implementar e manter um plano de melhoria/ plano de upgrade. UPGRADE: Investimento necessário para a modificação do sistema principal
MONITORAMENTO OPERACIONAL		7. Estabelecimento de Limites Críticos		
	• Parâmetros a monitorar • Locais e frequencia de amostragem • Métodos de amostragem e equipamento utilizado • Programação de amostragem •Procedimento para o controle de qualidade dos métodos analíticos. • Requisitos para verificação e interpretação de resultados • Responsabilidades e qualificações necessárias de pessoal • Requisitos para documentação e gestão de registros. • Requisitos para relatórios e comunicação de resultados.	8. Estabelecimento de procedimentos de monitoramento	MÓDULO 6: Definir medidas de controle de monitoramento	10. Definir medidas de controle de monitoramento
		9. Estabelecimento de ações corretivas		11. Estabelecimento de ações corretivas
PLANOS DE GESTÃO		10. Estabelecimento de procedimento para gestão de rotina	MÓDULO 8: Prepare os procedimentos de gestão	12. Estabelecimento de procedimento para gestão de rotina
		11. Estabelecimento de procedimentos para gestão em condições excepcionais	MÓDULO 9: Desenvolver programas de apoio	13. Estabelecimento de procedimentos para gestão em condições excepcionais
	•Documentação de suporte para o desenvolvimento do PSA •Registros e resultados gerados da aplicação do PSA. • Relatório da Investigação a acontecimentos excepcionais. •Documentação de métodos e procedimentos utilizados. • Registros dos programas de formação ministrada ao pessoal	12. Estabelecimento de documentação e de protocolos de comunicação		14. Estabelecimento de documentação e de protocolos de comunicação
VALIDACÃO E VERIFICAÇÃO PSA		13. Avaliação do funcionamento do PSA.	MÓDULO 10: Planejar e realizar revisão periódica do PSA	15. Planejar e realizar revisão periódica do PSA
			MÓDULO 11: Revisão do PSA incidente	16. Revisão do PSA incidente

Quanto a fase de Identificação e Descrição dos Perigos dos Sistemas foi utilizado o material Identification and description of hazards for water supply systems - A catalogue of today's hazards and possible future hazards, version August 2008 (Techeau,2008), que foi traduzido para a língua portuguesa facilitando a aplicação nos Sistemas Pilotos.

Para a fase de Definição e Caracterização de riscos, vimos a necessidade de criar um critério que atendesse a nossa realidade local. Desta forma, foi montada um quadro de Severidade x Probabilidade (Frequência dos Eventos Perigosos) baseada em diferentes fontes bibliográficas, conforme demonstrado no Quadro 2.

FONTES BIBLIOGRÁFICAS	PROPOSTA DA SABESP			
	PROBABILIDADE		SEVERIDADE	
• Simon J. T. Pollard - Risk Management for Water and WasteWater Utilities • Jose Vieira - PSA em Sistemas Públicos • Manual PSA da IWA (Water Safety Plan Manual) • Techneau	**Frequente**	> 1 evento por dia	**Catastrófico**	Impacto na Saúde Pública, Grandes Danos Ambientais, Excede os limites legais de forma sistêmica
	Provável	> 1 evento por semana	**Grande**	Excede os limites legais de forma pontual, causa publicidade negativa
	Moderado	> 1 evento por mês	**Moderado**	Impacto Estético maior, resultando em utilização de outras fontes de água menos seguras
	Improvável	> 1 evento por ano	**Pequeno**	Impacto Estético menor, sem resultar em procura de outras fontes
	Raro	< 1 evento a cada 5 anos	**Insignificante**	Somente causa um aumento do esforço operacional

Quadro 2 – Probabilidade x Severidade

6. IMPLANTAÇÃO DO PSA

A implantação do PSA na Sabesp não está concluída, mas apresentaremos o que foi desenvolvido até agosto de 2010, isto é, o desenvolvimento do programa até o item 6.9 (Desenvolver , Implementar e manter um plano de melhoria/ plano de upgrade.UPGRADE: Investimento necessário para a modificação do sistema principal). O compromisso é termos o programa de implantação do PSA aplicados nos sistemas pilotos e gerar um modelo de gestão de riscos para aplicação em toda a Sabesp.

A seguir apresentaremos o detalhamento das Etapas Desenvolvidas até agosto de 2010, conforme descrito no Quadro1– Acompanhamento da Implantação do PSA.

6.1 Constituição de equipe

Foi formado um grupo de trabalho com representantes / coordenadores de seis Unidades de Negócio na região metropolitana do Estado de São Paulo coordenados pelo Departamento de Controle de Qualidade dos Produtos Água e Esgoto, onde são discutidas as etapas de implantação do Plano de Segurança da Água para cada piloto.

Na primeira reunião de coordenação, em setembro de 2009, foram apresentados os conceitos de PSA e a importância da implantação na Sabesp sem a exigência por órgãos reguladores e /ou fiscalizadores. Foram discutidas as condições em que o trabalho iria se desenvolver, sendo que é um aprendizado para todos os participantes, não teriam pessoas em tempo exclusivo para o desenvolvimento das atividades.

A princípio, foram obtidos cinco pilotos eleitos com as devidas justificativas e características (Quadro 3).

Tabela dos Pilotos com as suas justificativas

Unidade de Negócio - UN	PILOTO	Região	TIPO	JUSTIFICATIVA	Vazão (m³/h)	Número de ligações de água atendidas (Nº)	Porte
MC	Cambuci	Centro	Reservatório	Devido à sua localização central,esta UN não possui área de tratamento , se destinando à parte de reservação e distribuição de água.	787,4	18.003	Médio
ML	Salesópolis	Leste	Sistema Completo	Sistema completo , que tem como a sua principal característica ter 97% do seu território em Área de Proteção e Recuperação dos Mananciais – APRM, que leva a uma série de restrições quanto ás atividades econômicas e zoneamento.	100,8	3.449	Médio
MN	Vargem	Norte	Estação de Tratamento de Água - ETA	Sistema isolado tendo como principal característica estar localizado em área rural.	46,8	1.395	Pequeno
MO	Santana do Parnaíba	Oeste	Estação de Tratamento de Água - ETA	ETA pequeno porte, localizada em condomínio fechado de alto padrão, tendo uma exigência do consumidor muito grande.	140,0	2.544	Pequeno
MS	Colônia	Sul	Poço	Poço com problemas de altos teores de Fe e Mn.	48,0	7.250	Pequeno

Quadro 3 – Características dos pilotos do programa

As equipes trabalharam com ampla liberdade de ação, onde puderam estabelecer as suas equipes, forma de trabalho, tempo para execução das tarefas, prazos para mudança de etapa. Tiveram uma formação multidisciplinar variando de 8 a 14 pessoas de áreas diferentes envolvidas no processo, sendo que apenas um piloto está trabalhando somente com o próprio coordenador. No total, são 2 pessoas na área de coordenação e 37 pessoas envolvidas nos pilotos.

6.2 Descrição do sistema de abastecimento de água

Os itens abaixo foram solicitados e atendidos dentro da proposta de piloto de cada equipe em forma de apresentação:

- Plano geral do sistema piloto, desde a fonte até ao consumidor
- Esquema da captação (superficial ou subterrânea)
- Descrição do esquema de tratamento de água, incluindo os produtos químicos adicionados.
- Planta do sistema de distribuição (reservatórios, condutas, acessórios, etc.)
- Zonas Protegidas
- Uso de solos da bacia hidrográfica
- Fontes poluidoras pontuais e difusas

6.3 Construção e Validação do diagrama de fluxo

- verificação da abrangência das etapas consideradas
- Correção dos elementos constantes no diagrama
- Confirmação do diagrama através de visita ao sistema

6.4 Identificação de Perigos

Conforme colocado anteriormente, traduzimos para o português o material da “Techneau”, para facilitar a identificação geral de riscos possíveis. As equipes de trabalho tiveram a oportunidade de analisar em suas plantas os riscos apresentados pela Techneau e acrescentar nesta listagem novos riscos, dando sua contribuição para este material de referencia. O Quadro 4 mostra os riscos acrescentados ao material de referência (Techneau).

Elemento	Perigo	Ref	Eventos perigosos	Tipo de eventos perigosos					Tipo de perigo						Consequências potenciais	
				D (desenho)	O (operação)	E (externos)	OS conseq. perigo em outro sistema	Ref. OS referência de outros sub-sistemas	Biológico	Químico	Radiol. / Físico	Inviabilidade	Segurança	Danos externos	Descrição	Por sub-sistema
1.1 Área de Captação																
Tributarios para Zona de Captação	Contaminação de tributários a montante de captação	**1.1.18a**	Contaminação por vazamento da tubulação de oleoduto			X			X	X	X	X				
1.3 Sistema de Contenção/Barragem																
Sistema de Contenção / Barragem	Falhas no sistema de Contenção / Barragem	**1.3.1**	Acidente, defeito, trinca, desmoronamento e quebra da barragem			X					X	X	X	X		
7. Reservatórios e bombas (seja diretamente após o tratamento ou do sistema de distribuição) Elaborados por Kiwa Water Research																
Bombas	Vandalismo	**7.2.2.a**	Furtos de equipamentos e cabos de energia elétrica		X	X						X	X			
Rotor com desgaste e furado	Insuficiência hidráulica	**7.2.10**	Desprendinmento de partícula metálica		X	X						X				
9.1 Instalação de água potável																
Geral	**Alto fluxo/ pressão**	**9.1.1.1**	Mal projetado ou alta pressão na rede de distribuição			X					X					

Quadro 4 – Riscos acrescentados ao material da Techneau

6.5 Caracterização de riscos

Foram identificados os riscos existentes e os potenciais, através de todos os meios possíveis com a finalidade de obter o melhor resultado, tais como: inspeção local, investigação do histórico através de registros e entrevistas com operadores mais antigos, catálogo de equipamentos e/ou especificação do fabricante, dados de monitoramento laboratorial e de controle operacional.

Foram selecionados os sub-sistemas de identificação de riscos para cada piloto, atendendo suas especificidades, quanto ao tipo de piloto e aplicação do PSA completo ou somente no sistema de tratamento. O Quadro 5 apresenta os sub-sistemas de identificação de riscos adotados para cada piloto.

Unidade de Negócio - UN	PILOTO	Porte	TIPO	Identificação de Riscos nos Sistema de abastecimento de água (Tecneau)											
				Captação	Captação de águas subterrâneas	Tomada de água superficial e transporte	Infiltração de Água Superficial	Tomada de Águas subterrâneas e de infiltração e transporte	Tratamento	Reservatórios e bombas	Transporte e Distribuição	Tubulação interna	Consumidor e torneiras	Organização	Riscos Futuros
MC	Cambuci	Médio	Reservatório							■	■	■	■	■	■
ML	Salesópolis	Médio	Sistema	■		■		■	■	■	■	■	■	■	■
MN	Vargem	Pequeno	Estação de Tratamento de Água - ETA	■		■		■							
MO	Santana do Parnaíba	Pequeno	Estação de Tratamento de Água - ETA	■		■		■						■	■
MS	Colônia	Pequeno	Poço		■		■	■	■	■	■	■	■	■	■

Quadro 5 - Sub-sistemas de identificação de riscos adotados para cada piloto.

6.6 Estabelecimento de limites críticos

As equipes caracterizaram os riscos justificando-os, em seguida foram avaliadas a probabilidade do evento ocorrer e o grau de severidade (impacto da ocorrência). O grau do riscos era estabelecido automaticamente devido a uma condição estabelecida na tabela de trabalho, Quadro 6

1. Captação de água Superficial Elaborado por: Chalmers University of Technology				Caracterização de Riscos					
				Probabilidade de Ocorrência **1 - Raro** (< 1evento a cada 5 anos) **2 - Improvável** (> 1evento por ano) **3 - Moderado** (> 1evento por mês) **4 - Provável** (> 1evento por semana) **5 - Frequente** (> 1evento por dia)		Severidade ou Impacto da Ocorrência **1 - Insignificante** (somente causa um aumento do esforço operacional) **2 - Pequeno** (Impacto Estético menor, sem resultar em procura de outras fontes) **3 - Moderado** (Impacto Estético maior, resultando em utilização de outras fontes de água menos seguras) **4 - Grande** (Excede os limites legais de forma pontual, causa publicidade negativa) **5 - Catastrófico** (Impacto na Saúde Pública, Grandes Danos Ambientais, Excede os limites legais de forma sistêmica)		Total	Risco
Elemento	**Perigo**	**Ref**	**Eventos perigosos**	**Nota de Avaliação**	**Justificativa**	**Nota de Avaliação**	**Justificativa**		
1.1 ÁREA DE CAPTAÇÃO									
Zona de Captação	**Contaminação de Água Bruta**	**1.1.3**	Emissões durante a acidentes (fogo ou explosões), por exemplo acidentes industriais ou incêndios florestais	1	área de proteção controlada pelos proprietários	4	acarrear sedimento para o manancial	4	baixo
		1.1.4	Os acidentes de trânsito com navios, trens, veículos e aviões	1	pequena circulação de tipo de transporte	5	Ocasiona parada do tratamento	5	baixo
		1.1.8	Pesca intensiva, piscicultura, morte maciça de peixes	1	Área de preservação	1	Pesca Esportiva	1	baixo

Quadro 6 – Formato da tabela utilizada para caracterização de riscos

6.7 Definição de PCC (Pontos de Controle Críticos)

Com todos os riscos já medidos, os mesmos foram inseridos em um quadro conforme o Quadro 7, onde se visualiza o grau dos riscos estabelecidos conforme a probabilidade e severidade adotados para a nossa realidade.

PROBABILIDADE DE OCORRÊNCIA	SEVERIDADE OU IMPACTO DA OCORRÊNCIA				
	Insignificante (Somente causa um aumento do esforço operacional)	Pequeno (Impacto Estético menor, sem resultar em procura de outras fontes)	Moderado (Impacto Estético maior, resultando em utilização de outras fontes de água menos seguras)	Grande (Excede os limites legais de forma pontual, causa publicidade negativa)	Catastrófico (Impacto na Saúde Pública, Grandes Danos Ambientais, Excede os limites legais de forma sistêmica)
Frequente (> 1 evento por dia)	5	10	15	20	25
Provável (> 1 evento por semana)	4	8	12	16	20
Moderado (> 1 evento por mês)	3	6	9	12	15
Improvável (> 1 evento por ano)	2	4	6	8	10
Raro (< 1 evento a cada 5 anos)	1	2	3	4	5

RISCOS
MUITO ALTO
ALTO
MÉDIO
BAIXO

Quadro 7 – Grau dos riscos, considerando probabilidade e severidade para a realidade da Sabesp

Estamos desenvolvendo o PSA completo para os riscos de médios a muito alto, incluindo também todos os riscos catastróficos (inclusive os de probabilidade baixa). Encontramos 69 riscos no total para desenvolvimento do PSA/Sabesp, sendo 11 para o Reservatório do Cambuci, 23 para o Sistema de Salesópolis, 20 para a ETA de Vargem, 6 para o Poço Colônia e 9 para o Sistema de Santana do Parnaíba.

Para os riscos que podem ser monitorados foram definidos pontos crítico de Controle. Esta definição se baseou no preenchimento do quadro 8.

Definir Pontos Críticos de Controle								
	Verificação dos Pontos Críticos de Controle							
É possível monitorar esse risco? (sim/não)	O que deve ser monitorado ?	Quais os limites críticos	Onde?	Como?	Quando?	Quem	Sinais de alarme	Ações Corretivas

Quadro 8 – Determinação dos Pontos Críticos de Controle

6.8 Priorização de riscos, determinando e validando medida de controle e reavaliação de riscos.

Esta etapa identifica riscos significativos para a segurança da água e demonstra que os controles existentes não são eficazes ou não estão presentes. Desta forma foram consideradas as definições da "Water Safety Plan Manual (WSP-2009)", tais como medidas de controle (medidas mitigadoras ou barreiras de contenção dos problemas existentes ou potenciais) como sendo as atividades ou processos aplicados com o objetivo de reduzir os riscos. Quanto a validação de medida de controle temos que a validação é o processo de obtenção de provas sobre o desempenho das medidas de controle.

Na reavaliação de riscos depois da medida de controle, os riscos foram recalculados baseado na probabilidade e severidade dos riscos, assim como a eficácia de cada controle.

6.9 Desenvolver, Implementar e manter um plano de melhoria/ plano de upgrade. UPGRADE: Investimento necessário para a modificação do sistema principal.

Para os casos em que não é possível monitorar o risco, é necessário fazer um plano de melhoria do sistema. Para tanto foi criado nova investigação para desenvolver, implementar um plano de melhoria, juntamente com o valor estimado, Quadro 9.

Plano de Ação					
Melhorias para os casos em que não há como monitorar					
Porque não é possível monitorar?	Qual é a melhoria necessária para reduzir este risco?	Valor Estimado	Responsável pela implantação	Prazo de Conclusão (Meta)	Posição Atual

Quadro 9 – Desenvolvimento, implantação e manutenção do plano de melhoria

Atualmente estamos estabelecendo juntos às equipes a continuidade da implantação do programa.

7 ACOMPANHAMENTO DO PROGRAMA

O programa de implantação do Plano de Segurança da Água está sendo devidamente acompanhado por uma ferramenta que indica todas as etapas de implantação já cumpridas, de forma que é possível visualizar a posição de cada sistema piloto, Quadro 10.

Este quadro está disponibilizado na intranet com a posição atualizada de cada piloto. As evidências de todos os pilotos ficam disponíveis para download e consulta por outras áreas.

TABELA DE ACOMPANHAMENTO DO PROGRAMA DE IMPLANTAÇÃO DO PSA

Quadro 10 – Tabela de acompanhamento

METODOLOGIA DE IMPLANTAÇÃO DO PSA			PILOTOS				
ETAPA	**FASE**	**DETALHAMENTO**	**Cambuci**	**Salesópolis**	**Vargem**	**Aldeia da Serra**	**Colonia**
PRELIMINAR	1. Constituição da Equipe	• Coordenador Geral	Departamento de Controle de Qualidade dos Produtos Água e Esgoto				
			EQUIPE DETRABALHO PRINCIPAL				
		• Equipe de trabalho - Sist.Piloto - Garantia da qualidade da água • Equipe de trabalho - Sist. Piloto - Resp. pelas análises • Equipe de trabalho - Sist. Piloto - Resp. pela operação • Equipe de trabalho - Sist. Piloto - Resp. pela manutenção	EQUIPE DE TRABALHO MC CAMBUCI	EQUIPE DE TRABALHO ML Salesópolis	EQUIPE DE TRABALHO MN VARGEM	EQUIPE DE TRABALHO MO ALDEIA DA SERRA	EQUIPE DE TRABALHO MS COLÔNIA
	2. Descrição do Sistema de Abastecimento de água	• Plano geral do sistema Piloto, desde a fonte até ao consumidor	Cambuci	Salesópolis			Colonia
		• Esquema da captação (superficial ou subterrânea)		Salesópolis	Vargem		
		• Descrição do esquema de tratamento de água, incluindo os produtos químicos adicionados.		Salesóplis	Vargem		Colonia
		• Planta do sistema de distribuição (reservatórios, condutas, acessórios, etc)	Cambuci	Salesópolis			Colonia
		• Zonas Protegidas		Salesópolis			
		• Uso de solos da bacia hidrográfica	Cambuci	Salesópolis			
		• Fontes poluidoras pontuais e difusas		Salesópolis			
	3. Construção e validação do diagrama de fluxo	• verificação da abrangência das etapas consideradas • Correção dos elementos constantes no diagrama • Confirmação do diagrama através de visita ao sistema	Cambuci	Salesópolis	Vargem	Aldeia da Serra	Colonia
AVALIAÇÃO DO SISTEMA	4. Identificação de perigos	• Identificação de Perigos na Fonte	FONTE (Techneau)				
		• Identificação de Perigos no Tratamento	TRATAMENTO (Techneau)				
		• Identificação de Perigos na Distribuição	DISTRIBUIÇÃO (Techneau)				
	5. Caracterização de riscos	• Caracterização de riscos	CARAC-MC	CARAC_ML	CARAC_MN	CARAC_MO	CARAC_MS
	6.Estabelecimento de Limites Críticos	• Priorização de riscos	Prior_MC	Prior_MC	Prior_MC	Prior_MC	Prior_MC
	7.Definição de PCC (Pontos de Controle Críticos)	•Definição de PCC (Pontos de Controle Críticos)	PCC/PM-MC	PCC/PM-ML	PCC/PM-MN		PCC/PM-MS
	8. Priorização de riscos,determinando e validando medida de controle e reavaliação de riscos	•Identificação e avaliação de medidas de controle na Fonte •Identificação e avaliação de medidas de controle no Tratamento •Identificação e avaliação de medidas de controle na Distribuição	Medida_Contr_MC	Medida_Contr_ML	Medida_Contr_MN	Medida_Contr_MO	Medida_Contr_MS
	9. Desenvolver , implementar e manter um plano de melhoria/ plano de upgrade. UPGRADE: Investimento necessário para a modificação do sistema principal		UPGRADE_MC	UPGRADE_ML	UPGRADE_MN	UPGRADE_MO	UPGRADE_MS
MONITORAMENTO OPERACIONAL	10. Definir medidas de controle de monitoramento	• Parâmetros a monitorar					
		• Locais e frequencia de amostragem					
		• Métodos de amostragem e equipamento utilizado					
		• Programação de amostragem					
		•Procedimento para o controle de qualidade dos métodos analíticos.					
		• Requisitos para verificação e interpretação de resultados					
		• Responsabilidades e qualificações necessárias de pessoal					
		• Requisitos para documentação e gestão de registros.					
		• Requisitos para relatórios e comunicação de resultados.					
	11. Estabelecimento de ações corretivas						
PLANOS DE GESTÃO	12. Estabelecimento de procedimento para gestão de rotina						
	13. Estabelecimento de procedimentos para gestão em condições escepcionais						
	14. Estabelecimento de documentação e de protocolos de comunicação	•Documentação de suporte para o desenvolvimento do PSA •Registros e resultados gerados da aplicação do PSA. • Relatório da investigação a acontecimentos escepcionais. •Documentação de métodos e procedimentos utilizados. • Registros dos programas de formação ministrada ao pessoal					
VALIDAÇÃO E VERIFICAÇÃO PSA	15. Planejar e realizar revisão periódica do PSA						
	16. Revisão do PSA incidente						

8. PRÓXIMOS PASSOS

Esta programado um workshop interno (Sabesp) com todos os participantes dos pilotos, para que haja mais troca de informações e aprendizado

Trazer curso de PSA para a Sabesp ministrado por membros da IWA que já tenham experiência prática em suas empresas.

Programar um Workshop para a Sabesp, contando com membros da IWA, assim como outros contatos que estarão sendo feitos., com a finalidade de maior aprendizado e troca de experiência.

9. APRENDIZADO

A aplicação do Plano de Segurança da Água nos cinco pilotos na Sabesp demonstrou que:

A liberdade de implantação nos pilotos do PSA está norteando como este trabalho deverá ser implantado futuramente na Sabesp.

A constituição da equipe tem nos mostrado que quanto maior o envolvimento de todas as áreas que fazem parte do processo, maior está sendo o ganho nas conclusões de melhoria na operação do Sistema Piloto, devido a troca de informações e de aprendizado dentro do próprio sistema.

Para maior envolvimento da Equipe Piloto, é fundamental uma apresentação do Departamento de Controle de Qualidade dos Produtos Água e Esgoto sobre o Programa – PSA, para os envolvidos em todas as etapas do PSA, incluindo a autoridade funcional do Programa na UN.

As pessoas envolvidas no PSA estão muito interessadas e comprometidas devido a enxergar a importância deste programa por conta da troca de informações e conhecendo melhor o sistema que operam. Outro motivo é por analisar soluções que poderão ser futuramente contempladas no próximo Planejamento Estratégico, já com as devidas justificativas e certas de um resultado adequado para os principais problemas de cada piloto.

A justificativa detalhada na fase de caracterização de riscos é muito importante, principalmente para a fase de identificação e avaliação de medidas de controle

A metodologia está contribuindo para um melhor entendimento de todo o sistema de abastecimento

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- IWA (2004) The Bonn Charter for safe drinking water.
  International Water Association, September 2004, London.

- Vieira, J.M.P., Morais, C. (2005) Planos de segurança da água para consumo humano em sistemas públicos de abastecimento. Instituto Regulador de Águas e Resíduos e Universidade do Minho pp.23.

- TECHNEAU (2007) Identification and description of hazards for water supply systems - A catalogue of today's hazards and possible future hazards, version preliminary,February 2007.

- WHO (1993) Guidelines for drinking-water quality, Volume 1:
  Recommendations. WHO, Geneva (2nd edition).

- WHO (2006) Water safety plan manual, May 2006.

- WHO (2008) Guidelines for drinking-water quality, Volume 1:
  Recommendations. WHO, Geneva (3nd edition incorporating the first and second addenda).

- WHO (2009) Water safety plan manual: step-by-step risk management for drinking-water suppliers

PROJECTO DE MONITORIZAÇÃO AMBIENTAL

Estudo de caso: Adega da Quinta da Casaboa

Margarida OLIVEIRA (1,2); Sara, SILVA (2); André, FILIPE (2) Elizabeth DUARTE (1)

[1] Instituto Superior de Agronomia, Universidade Técnica de Lisboa, Tapada da Ajuda, 1349-017 Lisboa, Portugal.
[2] Escola Superior Agrária de Santarém, Instituto Politécnico de Santarém, Quinta do Galinheiro, Apartado 310 – 2001-904 – Santarém.
E-mail: margoliveira@isa.utl.pt

O projecto de monitorização ambiental em adegas foi iniciado em 2009-2010, pelos estudantes do primeiro ano de Engenharia do Ambiente, da Escola Superior Agrária de Santarém. Esta proposta surge no seguimento de uma linha de trabalho consistente desenvolvida conjuntamente com o Instituto Superior de Agronomia. A metodologia foi desenvolvida de Setembro a Fevereiro, em duas etapas distintas. Na primeira fase os estudantes deslocaram-se à adega, para se familiarizarem com as metodologias existentes, para efectuarem registos de consumo de água e para a recolha de amostras de água residual. Na segunda fase foram realizadas análises laboratoriais para a caracterização físico-química de sete amostras compostas de água residual.

O levantamento do consumo diário de água, nos vários períodos de laboração da adega, revelaram um consumo de cerca de 125 m^3 de água, ao que correspondem 1,4L de água por litro de vinho produzido. Relativamente às águas residuais, verificou-se que possuíam elevada carga orgânica e que as descargas eram pontuais. Contudo, foi no período da vindima que se obtiveram os efluentes mais carregados mas, com maior índice de biodegradabilidade (CBO_5/CQO).

Os resultados desta experiência pedagógica poderão ser o motor de arranque para a mudança de comportamentos quer ao nível dos estudantes, aumentando a sua motivação na aquisição de conhecimentos, quer ao nível dos profissionais do sector que ficam sensibilizados para a problemática ambiental das suas actividades,

Palavras-chave:
Água residual de adegas, reutilização de água residual, sustentabilidade sector vitivinícola

1- INTRODUÇÃO

A ideia de integrar os estudantes em projectos de investigação ou de demonstração vem no seguimento da implementação do Processo de Bolonha, uma reorganização do processo de ensino superior, que visa a aquisição de conhecimentos e de competências através de uma participação activa dos estudantes. Esta iniciativa inovadora pode contribuir para a motivação de outros estudantes na participação neste ou em outros projectos de carácter científico, permitindo um contacto directo com as empresas e a identificação *in-situ* dos problemas ambientais associados à sua actividade económica.

Este é um projecto dinâmico, onde a interacção entre os estudantes e as actividades desenvolvidas nas adegas é fundamental, estabelecendo-se uma sinergia em que os estudantes adquirem conhecimentos, com base em problemas reais e, as adegas podem recolher informação útil na área da gestão ambiental, que na maioria dos casos não é considerada prioritária.

No que respeita à fileira vitivinícola, a problemática ambiental assume especial relevo dado que a carga poluente das águas residuais depende do período de laboração (vindima, trasfegas, engarrafamento) e das tecnologias usadas. Estas águas residuais apresentam carácter sazonal, com emissões muito variáveis (1-14 L de água por litro de vinho processado) (Duarte *et al*., 2004; Van Schoor, 2005). As principais origens dos efluentes são as operações de lavagem, que ocorrem durante o esmagamento e a prensagem das uvas, bem como na limpeza das cubas de fermentação, das barricas, de outros equipamentos e de superfícies. As águas residuais contêm resíduos de subprodutos (engaços, grainhas, películas, borras, lamas, tartaratos), perdas de produtos brutos (perdas de mostos e de vinhos ocorridos por acidente ou durante as lavagens), produtos usados para o tratamento do vinho (colas, terras de filtração) e produtos de limpeza e de desinfecção, usados para lavar materiais e pavimentos (Petruccioli *et al*., 2002; Eusébio *et al*., 2004; Artiga *et al*., 2005)). Para mitigar os efeitos das descargas de efluentes no meio receptor torna-se necessário efectuar um tratamento desses efluentes de forma eficaz e economicamente viável. Este problema ambiental não ocorre apenas em Portugal mas, também em muitos outros países produtores de vinho. Por essa razão, a selecção da melhor tecnologia disponível deve ter em consideração não só a localização da adega mas, também o destino final da água residual, nomeadamente, a possibilidade de reutilização da água residual tratada em rega de vinha ou de outras culturas (Ryder *et al*., 2004). Assim, em regiões com escassez de água, existe um benefício económico quando o efluente tratado é utilizado em rega.

2- MATERIAL E MÉTODOS

2.1- Caracterização do estudo caso

O presente estudo foi desenvolvido entre Setembro de 2009 e Fevereiro de 2010. A adega em análise pertence à Casa Agrícola Quinta da Casa Boa, situada em Runa, Região da Estremadura, é de pequena / média dimensão e tem uma capacidade de produção de 200 000L, produzindo apenas vinhos tintos. Foram observadas as metodologias existentes na adega, tais como períodos de laboração, procedimentos de lavagem, procedimentos de registos de consumo de água. Foram acompanhadas as etapas de preparação das cubas para a vindima, vindima, primeira trasfega e segunda trasfega. Efectuaram-se recolhas de amostras compostas de água residual, durante as diferentes fases de laboração.

2.2- Caracterização fisico-química da água residual

A caracterização físico-química da água residual, nomeadamente pH, condutividade eléctrica, carência química de oxigénio, carência bioquímica de oxigénio, sólidos suspensos e totais, turvação, azoto *Kjeldahl*, fósforo total, sulfatos, cloretos, detergentes aniónicos e fenóis totais, foi realizada de acordo com *Standard Methods* (A.P.H.A.,1998).

3- RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1- Consumo de água

O levantamento diário do consumo de água, nos vários períodos de laboração da adega, permitiu determinar um consumo de 110 m^3, durante as fases de vindima e primeira trasfega, e um consumo de 15 m^3, durante a segunda trasfega. O consumo relativo de água nos dois períodos avaliados, vindima e trasfega, são apresentados na Figura 1.

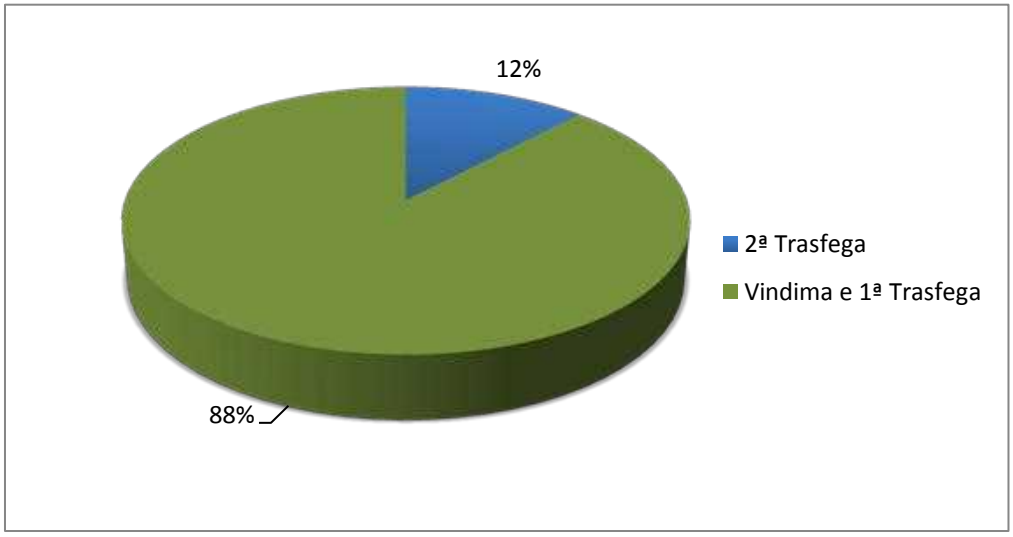


Figura 1: Consumo de água na adega, em diferentes períodos de laboração.

Durante o período em análise, a adega consumiu cerca de 1,4 L de água por litro de vinho produzido. O valor encontrado, é inferior ao obtido anteriormente por Oliveira *et al*., 2007. A redução deste rácio deve-se à implementação de medidas de gestão interna de água, nomeadamente a adopção de métodos de limpeza que visam a reutilização de água, permitindo, desta forma, uma economia de consumo de água de cerca de 40%. Estes valores encontram-se no limite inferior do consumo habitual descrito por Duarte *et al*. (2004), para adegas desta dimensão, revelando uma preocupação ambiental por parte do produtor.

3.2- Caracterização físico-química da água residual

Os resultados da caracterização físico-química da água residual, recolhida nos diferentes períodos analisados, revelaram uma variação significativa em determinados parâmetros, para cada um dos períodos considerados e entre períodos (Quadro 1). No entanto, estes resultados estão de acordo com os obtidos por outros autores, para águas residuais provenientes de diferentes adegas nacionais e estrangeiras (Petruccioli *et al*., 2002; Duarte *et al*., 2004; Oliveira *et al*., 2007; Oliveira *et al*., 2009)

No que respeita à matéria orgânica, avaliada como carência química de oxigénio (CQO), observou-se também uma oscilação dos valores, tal como referido anteriormente. No entanto, é no período da vindima que se obtiveram os efluentes mais carregados e com maior índice de biodegradabilidade (CBO_5/CQO) (Figura 2).

Quadro 1: Caracterização físico-química da água residual

	Vindima	1ª Trasfega	2ª Trasfega
pH	6-7	5-7	4-9
Condutividade ($\mu S\ cm^{-1}$)	730-1135	1400-2570	2030-3240
CQO ($mg\ L^{-1}$)	4480-8770	4920-7260	1580-12000
CBO_5 ($mg\ L^{-1}$)	3480-6840	2130-3600	900-8000
ST ($mg\ L^{-1}$)	1600-10470	2865-3210	2170-21500
SST ($mg\ L^{-1}$)	430-550	730-1010	160-20800
Detergentes aniónicos ($mg\ L^{-1}$)	0-10	0-20	3-7
Compostos fenólicos ($mg\ L^{-1}$)	20-30	10-50	5-30

Durante a 2ª trasfega, os efluentes apresentaram concentrações de matéria orgânica inferiores às obtidas noutras fases, mas pontualmente, obtiveram-se valores mais elevados. Este facto deve-se ao arrastamento dos depósitos de tartaratos (borras), usuais nesta fase de laboração, a que correspondem, igualmente, valores elevados de sólidos suspensos. Contudo, as águas residuais oriundas da 2ª trasfega apresentaram menor biodegradabilidade, o que pode indicar a necessidade de ajustar alguns parâmetros durante o processo de tratamento.

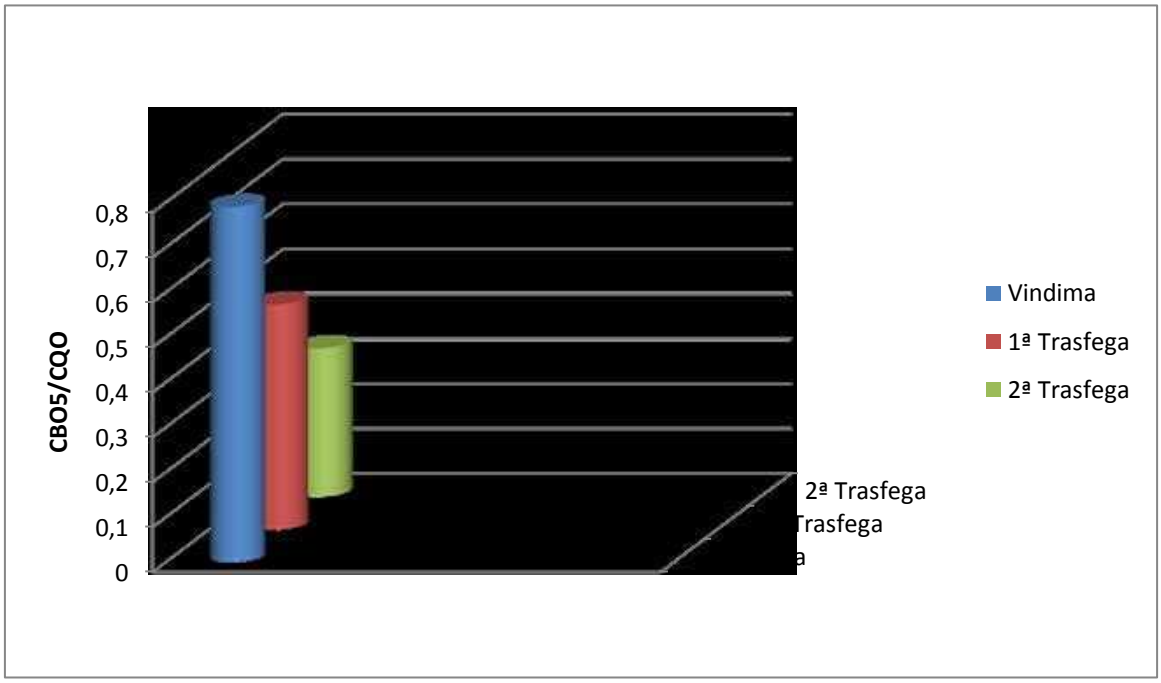


Figura 2: Biodegradabilidade dos efluentes da adega, em diferentes períodos de laboração.

O levantamento do consumo de água, associado à caracterização físico-química dos efluentes, é essencial para equacionar um sistema de tratamento, que funcione de forma adequada e eficaz.

4- CONCLUSÕES

Os resultados desta experiência pedagógica inovadora poderão ser o motor de arranque para a mudança de comportamentos quer ao nível dos estudantes, aumentando a sua motivação na aquisição de conhecimentos, quer ao nível dos profissionais do sector que ficam sensibilizados para a problemática ambiental das suas actividades, permitindo estabelecer parcerias com a comunidade científica na resolução dos seus problemas. Acções de transferência de conhecimento, deste tipo, podem contribuir para uma melhor educação da sociedade com mais responsabilidade na preservação dos recursos hídricos e reservas naturais.

AGRADECIMENTOS

Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) – PhD grant SFRH/BD/31653/2006
À adega da Quinta da Casa Boa pela possibilidade de realizar o presente estudo e por toda a colaboração prestada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Andreottola G., Foladori, P., Ragazzi, M., Villa, R. (2002). Treatment of winery wastewater in a sequencing batch biofilm reactor. *Wat. Sci. Technol*. **45**: 347-354.

A.P.H.A., A.W.W.A., W.E.F. (1998) *Standard methods for the examination of water and wastewater*, 20ª Ed., USA.

Artiga, P., Ficara, E., Malpei, F., Garrido, J.M., Méndez, R. (2005). Treatment of two industrial wastewater in a submerged membrane bioreactor. *Desalination* **179**: 161-169.

Duarte E., (1997). Martins M., Carvalho E., Costa S., Spranger I. (1997). In: *Proceedings International Symposium Vine and Wine*, China ,1-5.

Duarte E., Reis I.B. and Martins M. (2004). Implementation of an environmental management plan towards the global quality concept – A challenge to the winery sector. In: *Proceedings of the 3rd International Specialised Conference on Sustainable Viticulture and Winery Wastes Management*, Barcelona, 23-30.

Eusébio A., Mateus M., Baeta-Hall L., Almeida-Vara E. and Duarte J.C. (2005). Microflora evaluation of two agro-industrial effluents treated by the JACTO jet-loop type reactor system. *Wat. Sci. Technol* **51** (1), 107-112.

Oliveira, M., Neves, A., Duarte, E. (2007). Tratamento Aeróbio de Águas Residuais no Sector Vinícola:O Desempenho do Reactor de Microbolhas. In: *Actas 7º Simpósio de Vitivinicultura do Alentejo*, 23-25 de Maio, Évora, vol. II, pp. 100-108.

Oliveira, M., Queda, C., Duarte, E. (2009). Aerobic Treatment of Winery Wastewater Aiming the Water Reuse. *Wat. Sci. Technol*, **60**:5, 1217-1223.

Petruccioli, M., Duarte, J.C., Eusébio, A., Federici, F. (2002). Aerobic treatment of winery wastewater using a jet-loop activated sludge reactor. *Process. Biochem*. **37**: 821-829.

Ryder R.A. and Chrobak R.S. (2004). Water quality considerations in the use of domestic wastewater effluents in vineyard irrigation. In: *Proceedings of the 3rd International Specialised Conference on Sustainable Viticulture and Winery Wastes Management*, Barcelona, 307-308.

van Schoor (2005). Guidelines for the management of wastewater and soil waste at existing wineries. Winetech Ed. South Africa, 37 pp.

Proposta de Solução Integrada de Baixo Custo para a gestão dos RSU de Luanda, com ênfase em soluções para as zonas peri-urbanas

Novais José[1]; **Mário Russo**[2]

RESUMO

Luanda é uma cidade cuja população cresceu muito nas últimas décadas, devido a se ter transformado em verdadeiro reduto de segurança para milhares de angolanos, vindos de várias partes do país, fixando-se, quase sempre, na cintura peri-urbana da capital.

Estima-se que Luanda tenha uma população de cerca de 4.5 milhões de habitantes, que corresponde a cerca de 37% da população do país. A cidade, projectada para uma população de 750 mil habitantes, tem por isso problemas de saneamento básico graves, designadamente com os resíduos sólidos, devido à sua exponencial produção e às escassas soluções que o poder público oferece à população. A maior parte dos resíduos são depositados em lixeiras, muitas delas próximas de linhas de água e em zonas residenciais, agravando os problemas de saúde pública. Emerge, assim, um sector que merece o estabelecimento de uma solução técnica adequada e de baixo custo para a grande maioria da população de Luanda que vive na sua cintura urbana.

Foram realizadas as campanhas de campo para a quantificação dos RSU gerados por fileira, bem como se realizou um levantamento dos principais destinos finais dos resíduos (clandestinos) e marcação em carta; fez-se também um inquérito à população do bairro e com as conclusões do estudo elaborou-se uma proposta de gestão integrada para os RSU para as zonas peri-urbanas de Luanda, que se pretende apresentar nesta comunicação.

Palavras chave: lixeira, aterro sanitário, zona peri-urbana, centro periférico de gestão e transferência de resíduos

[1] Mestrando em Engenharia do Ambiente da Universidade Agostinho Neto, Luanda
[2] Prof. Coordenador do Instituto Politécnico de Viana do Castelo, Doutor em Engenharia Civil. mariorusso@estg.ipvc.pt

1. Introdução

A gestão de resíduos constitui um grande desafio em quase todas as comunidades, dada a heterogeneidade e crescimento dos resíduos. Porém, em países em desenvolvimento, o problema aguda-se por questões culturais e económicas. Luanda é um caso exemplar e similar a muitas das cidades de África.

De facto, o grande desafio das autoridades do país é como resolver um problema tão complexo como o que se constata há vários anos na cintura peri-urbana da capital, onde mais de 4 milhões de habitantes vivem o seu dia a dia porta a porta com os resíduos urbanos produzidos, com as consequências graves de saúde pública e degradação ambiental. No âmbito do mestrado em Engenharia Ambiental da Universidade Agostinho Neto, em cooperação com a FEUP, de Portugal, desenvolveu-se um trabalho de pesquisa cujo objectivo principal foi realizar o diagnóstico da situação, caracterizar os resíduos gerados, as condições de gestão de modo a estabelecer um plano estratégico para os RSU produzidos nessas zonas peri-urbanas da capital angolana, adoptando soluções robustas e de baixo custo.

Foram estabelecidos os seguintes objectivos específicos: (i) caracterização gravimétrica dos resíduos sólidos produzidos na cidade de Luanda, através de campanhas de caracterização em zonas peri-urbanas da capital; (ii) caracterização da população das áreas objecto das campanhas de caracterização dos resíduos; (iii) apresentação de uma proposta de solução integrada para a gestão dos resíduos da cintura peri-urbana da capital.

Foi estabelecido um protocolo com a ELISAL, entidade estatal com responsabilidades na gestão dos resíduos em Luanda, que criou 3 zonas piloto com área de cerca de 14 000 ha, onde foi construído um centro periférico de gestão e transferência dos RU, liderado pelo líder comunitário, com 20 operários e diversos equipamentos para a recolha, como 2 tractores com atrelado, 1 mini-dumper, carros de mão, 9 contentores metálicos tipo barcaça, contentores de plástico tipo urbano, em área pavimentada e com um escritório amovível para a gestão deste ecocentro popular.

2. Materiais e Métodos

O trabalho foi possível através de protocolo dom a empresa pública responsável pelos RSU de Luanda, a ELISAL, tendo-se obtido todo o apoio. Foi realizado um levantamento dos municípios que compõem a zona em estudo, abrangendo 7 municípios dos 9 que a província de Luanda tem a saber: Samba, Sambizanga, Cacuaco, Cazenga, Kilamba-Kiaxi, Maianga e Rangel.

As visitas aos municipais foram previamente agendadas e em simultâneo fizeram-se visitas de estudo e levantamentos prévios às áreas legalizadas e às clandestinas usadas para a deposição de resíduos sólidos.

Visitas realizadas nas seguintes estações de transferências: (i) Estação de transferência leste, localizada no municio do Cazenga no bairro do Imbondeiro; (ii) Estação de transferência sul, localizada no município do Kilamba-Kiaxi; (iii) Centro de transferência nº 1 do Cabolombo na comuna do Benfica, município da Samba e (iv) aterro sanitário dos Mulenvos localizado no município da Viana.

Também foram recolhidos dados em entrevistas realizadas nas comunidades, como foi o caso dos moradores dos bairros do Benfica e Imbondeiro do Cazenga. Considerando as zonas mais críticas, foram seleccionadas algumas escolas do ensino médio onde foram realizados inquéritos aos alunos com a aplicação de um questionário com 12 questões objectivas.

Foram realizadas campanhas de caracterização dos RSU produzidos nas duas áreas seleccionadas, com a ajuda dos funcionários, tendo-se separado e pesado todos os resíduos recolhidos num dia inteiro e sistematizado os dados.

Deve realçar-se que as quantidades de resíduos produzidas em cada uma das áreas piloto são contabilizadas diariamente na balança do aterro dos Mulenvos, permitindo assim analisar a sua evolução temporal.

2.1 Campanhas de campo

Foram realizadas diversas caracterizações dos resíduos na área de estudo, proposta no âmbito do presente estudo e que se caracteriza por ser um espaço vedado, com um cais de descarga de resíduos, um edifício de apoio administrativo constituído por um módulo pré-fabricado e equipamento de recolha que permite acesso a áreas que os camiões não podem se deslocar.

Apresenta-se nas fotos a seguir o centro de recolhas e características do bairro em questão.







Figura 1 – Aspecto da zona piloto de Cabolombo



Figura 2 – Aspectos da zona de estudo com arruamentos razoavelmente limpos

3. Resultados

3.1 Levantamento de lixeiras

As lixeiras ilegais proliferam por quase toda a zona peri-urbana de Luanda, umas surgem devido a falta de cobertura das operadoras privadas, motivadas pelas limitações técnicas, e a falta de formação dos seus quadros, bem como a falta de políticas ambientais dos seus moradores, mas a maioria surge por falta de locais apropriados e os moradores procuram a todo custo livrar-se dos resíduos que produzem diariamente depositando-os em qualquer lugar, em decomposição ao ar livre, tornando-se um verdadeiro atentado à saúde pública.

Dada a extensão de Luanda torna-se difícil quantificar as lixeiras clandestinas, no entanto, pode afirmar-se que os casos de maior gravidade são os municípios de: Viana, Cacuaco, Samba, Sambizanga, Cazenga, e Maianga.

Alguns exemplos de lixeiras clandestinas estão localizados nas seguintes áreas:

Entre o bairro da Coreia e a Samba, a Norte da Administração Municipal da Samba, onde há uma lixeira em que os moradores atiram os resíduos pelas ravinas abaixo tornando-se quase impossível a sua recolha dada a perigosidade devida à zona ser muito acidentada e sem acesso. Na praia da Mabunda, nome de um mercado frequentado por um número considerado de luandinos, devido a venda de pescado fresco e seco, existe uma lixeira que se está a transformar num caso de saúde pública.

Com efeito, a produção diária de resíduos é elevada devido ao tratamento que se dá ao pescado no local. Este lixo não põe apenas em risco os vendedores e consumidores, mas também as espécies marinhas porque as marés altas arrastam para o mar uma grande quantidade de resíduos, contaminando as águas costeiras.

Uma lixeira de grandes proporções é a que se instalou nas denominadas “barrocas” da Boavista no município do Sambizanga, que já datam de muitos anos. O facto da zona ser acidentada e haver falta de acesso dos meios de transporte faz com que a recolha não se realize. A lixeira a nordeste do mercado popular Roque Santeiro é dos locais que mais RSU recebe diariamente devido à profusa actividade comercial que ali se desenvolve e, sobretudo, devido à falta de meios adequados para a deposição e à falta de sensibilização dos moradores e comerciantes que não têm a percepção dos perigos que a prática da deposição dos resíduos jogando-os pela a ribanceira abaixo aproveitando a topografia acidentada que caracteriza o local, representa para a saúde pública.

No bairro da Boa Esperança, no município de Cacuaco, o lixo serve de ponte em plena rua, para quem vai ao mercado do Kikolo. Para a redução do seu volume os moradores têm feito

queimadas diárias. Esta lixeira tem quase 8 anos de existência e não é abrangida por nenhuma operadora da Elisal.

No bairro dos pescadores, no Município de Cacuaco há outra lixeira junto à costa há mais de 10 anos, em que os resíduos aparecem a flutuar no mar com probabilidades de contaminar as águas e espécies costeiras residentes.

A única lixeira oficial em Luanda é a do Golfe II que oficialmente foi encerrada em 2009.

A municipalidade de Luanda construiu o seu aterro sanitário nos Mulenvos, inaugurado a 11 de Novembro de 2007, com um sistema impermeabilizado, drenagem das águas e captação das águas lixiviantes, bem como rede de drenagem de biogás, cumprindo o que está estabelecido por lei.

Projectado para 25 anos, considerando uma capacidade de receber 3 mil toneladas por dia, actualmente são depositados 5 mil toneladas o que reduz o seu tempo de vida. Com efeito, a taxa de ocupação é muito elevada, devido essencialmente à desnecessária deposição de materiais passíveis de reciclagem material ou orgânica, mas também por receber não só resíduos urbanos, mas todo o tipo de resíduo, seja industrial, hospitalar, do comércio, limpezas públicas e serviços.

Apresenta-se na Figura a delimitação das diversas zonas da capital e respectivos pontos de deposição.

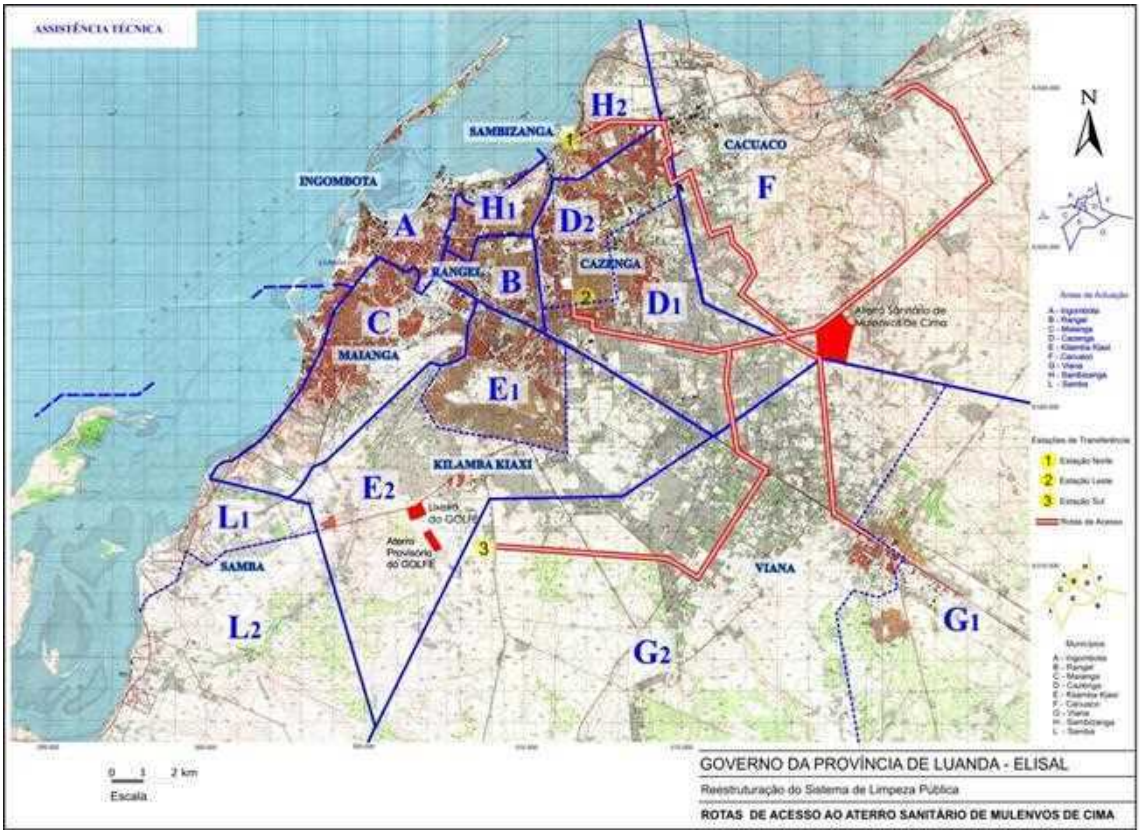


Figura 3 - Planta com a localização do aterro sanitário dos Mulenvos e áreas de influência

3.2 Estimativa da população de Luanda

A estimativa da população de Luanda, segundo o Instituto Nacional de Estatística, (INE), para o ano de 2007 é de aproximadamente 2,8 milhões de habitantes. No entanto, estima-se que este valor seja conservador. Muitas instituições avançam para cerca de 4 milhões de habitantes, e que Luanda possa concentrar mais de 30% da população total de Angola. De facto, segundo Estudos elaborados por Luís Colaço, demógrafo angolano, a população de Luanda terá já tinha atingido a cifra dos quatro milhões de habitantes em 2007 e prevê que em 2010 sejam cinco milhões e meio. Segundo Luís Colaço, os fenómenos migratórios do interior, a redução da mortalidade e a manutenção de elevadas taxas de natalidade, são as causas dessas previsões, que estão em linha com dados da ONU.

A densidade populacional na província de Luanda, é de 1000 hab/km^2, segundo dados fornecidos pelo Ministério do Urbanismo e Ambiente " MINUA" referente ao ano de 2005.

Para o estudo presente e tendo em atenção a importância do factor de crescimento populacional da região para melhor perspectivar as suas implicações sobre o ambiente mormente a geração de resíduos, foi tomado como base as projecções elaboradas no

passado, as actualizações publicadas recentemente por organismos nacionais e internacionais e os aspectos de influência directa neste crescimento.

Projecções elaboradas em 1985 apresentavam um crescimento exponencial da população em Luanda, passando de 1.155.000 habitantes em 1985 para 3.072.000 em 2010. Segundo essa projecção, a população esperada para a província de Luanda em 2007 foi de 2.807.000 habitantes, no entanto, fontes do INE e outras referem-se a existência de cerca de 4.500.000 de habitantes. O desvio entre estes estudos é da ordem de 1.693.000 habitantes o que representa 60% acima do projectado e revela a dificuldade em realizarem-se dimensionamentos de infra-estruturas em que o conhecimento da população é fundamental.

3.3 Campanhas de caracterização de resíduos

As campanhas de campo para caracterização dos resíduos foram realizadas em Cabolombo, cuja caracterização se apresenta no quadro seguinte:

Quadro 1 – principais dados referentes à zona piloto de estudo em Cabolombo, Benfica - Luanda

Campanhas de Campo		
Centro voluntário de recolhas de resíduos sólidos		
Local: Cabolombo - Benfica - Samba - Luanda		
Casas abrangidas	1 600	habitações cadastradas (comissão de moradores) Sectores A e B
agregado familiar	7	habitantes por agregado
População	11 200	habitantes
Área de jurisdição	14 800	ha
Meios:		
Nº de contentores caçamba	9	
Mini dumpers	2	
tractores de atrelado basculante	2	

No que se trata de recursos disponíveis e aos principais dados recolhidos apresenta-se no quadro seguinte os seus valores:

Quadro 2 – Recursos disponíveis e dados relevantes

RECURSOS HUMANOS E DADOS PRINCIPAIS		
Chefia	2	
Encarregados grupo	3	
Trabalhadores recolha e limpeza	35	
Salário por trabalhador	200	US$
Capacidade da caçamba	7	m3
Contentores/dia	9	
Dias de recolha/semana	6	
Peso RSU/dia	11 700	kg
contentores por mês	225	
Peso por contentor	1 300	kg
Densidade RSU	186	kg/m3
Recolha mensal	292 500	kg
MOF	128 700	kg

A caracterização dos resíduos produzidos na região e realizada no presente trabalho, reportada à média das campanhas realizadas, está representada na Figura 4.

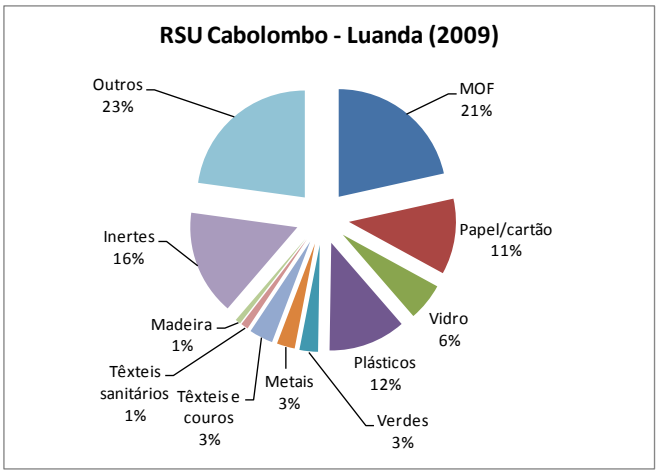


Figura 4 – caracterização dos RSU produzidos na zona piloto

Os dados da campanha evidenciam a potencialidade de desvio para reciclagem de cerca de 48% dos resíduos produzidos, sendo 32% para reciclagem multimaterial e 16% aproveitamento dos inertes.

Rácios		
Capitação	0.957	kg/hab/dia
Recolha por trabalhador	293	Kg/operário
Produção por hectare	0.791	kg/ha

A solução de organização da recolha e limpeza do bairro periférico de Cabolombo, através do Centro Periférico de Gestão e Transferência de Resíduos, de difícil acesso a grande parte das

vias de comunicação existentes, revelou-se ser viável e reprodutível para a zona peri-urbana de Luanda. Com efeito, para além de empregar população, os bairros permanecem mais limpos e livres de resíduos, quando comparado com bairros adjacentes sem esta organização. Deve realçar-se que foram constituídas 3 zonas de estudo piloto similares e denominadas de zonas de transferência.

3.4 Resumo da proposta de solução

Tendo em atenção os dados disponíveis no estudo realizado, pode resumir-se e sintetizar-se para a periferia da cidade de Luanda a seguinte estrutura para o sector da limpeza e recolha de resíduos estruturas populares similares às de Cabolombo:

- 350 postos populares de recolha e limpeza de resíduos com área de cerca de 2000 m^2 e recursos apresentados nos Quadros 1 e 2.
- Ocupação de cerca de 12 250 trabalhadores
- Movimentação de cerca de 4000 toneladas de resíduos por dia.

Agradecimentos

Os autores do trabalho agradecem à Universidade Agostinho Neto, por um lado, e à FEUP, por outro, a realização do mestrado que permitiu estudar a problemática dos RSU de Luanda, com relevo para a área que representa o grande desafio das autoridades. Agradece à ELISAL e ao seu Director Geral, Engº Martins a disponibilização e construção de locais propícios a estudos piloto em escalas reais, e ao Engº Antunes Canhala, técnico da ELISAL, que nos acompanhou e disponibilizou recursos humanos para a execução das campanhas.

ANEXOS

Apresenta-se um pequeno relatório fotográfico das zonas objecto de campanhas de caracterização zonas peri-urbanas de Luanda, visitadas no âmbito do presente trabalho e que podem ser comparadas com a solução em curso em Cabolombo:



Figura 5 – periferia de Luanda, vendo-se a característica da ocupação urbana e o esgoto a céu aberto em valas, junto às casas. Na primeira foto o fumo de queimadas de lixeiras.

PROPOSTA DE UMA ABORDAGEM PARA AVALIAÇÃO E CONTROLO DOS RISCOS ASSOCIADOS AO TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUAIS URBANAS PARA UTILIZAÇÃO NA REGA DE CAMPOS DE GOLFE

Ana PEREIRA (1); Maria João ROSA (2); Sílvia QUADROS (3)

Resumo

O presente trabalho pretendeu contribuir para o desenvolvimento de um novo instrumento que permita aumentar a fiabilidade do tratamento de águas residuais e assim garantir os padrões de qualidade e segurança da água reutilizada na rega de campos de golfe. Para o efeito, propôs-se uma abordagem que integra a Análise de Perigos e Pontos Críticos de Controlo (*Hazard Analysis and Critical Control Points* – HACCP) do processo de tratamento de águas residuais com a avaliação dos riscos da utilização da água residual tratada na rega de campos de golfe. Esta abordagem foi testada numa ETAR urbana com selector biológico, tratamento secundário por biomassa suspensa com a possibilidade de remover nutrientes (configuração modificada do processo A^2O) e desinfecção por radiação UV. Foram identificados os perigos e respectivos pontos críticos de controlo (PCC) do tratamento, definidos limites de alerta e limites críticos e avaliados os riscos do produto final.

Constatou-se que a abordagem proposta é muito útil não só na elaboração da matriz de controlo da ETAR e na minimização dos riscos, mas também ao nível da organização do processo de gestão da ETAR. Porém, a sua completa aplicação e eficiente utilização requer mais estudos dose-resposta sobre os impactos gerados pela utilização da água residual tratada na rega de campos de golfe, ainda insuficientes na literatura.

Palavras-chave

avaliação do risco, metodologia HACCP, rega de campos de golfe, reutilização de água, tratamento de águas residuais urbanas

(1) Eng.ª do Ambiente, Mestre em Engenharia do Ambiente, Técnica de Saneamento da Águas do Algarve, S.A., Direcção de Operações de Saneamento, Rua do Repouso, 10, 8000-302 Faro, a.pereira@aguasdoalgarve.pt

(2) Eng.ª Química, Doutora em Engenharia Química, Investigadora Principal do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, I.P., Departamento de Hidráulica e Ambiente, Núcleo de Engenharia Sanitária, Av. do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, mjrosa@lnec.pt

(3) Eng.ª do Ambiente, Mestre em Engenharia Sanitária, Assistente da Universidade dos Açores, Departamento de Ciências Agrárias, *Campus* de Angra do Heroísmo, 9701-851 Angra do Heroísmo, squadros@uac.pt

1. INTRODUÇÃO

O crescente interesse na utilização de águas residuais tratadas como fonte alternativa de água em todo o mundo, e em Portugal, em particular, na rega de campos de golfe, conduziu à necessidade de aumentar o nível de segurança e a qualidade do produto final. Porém, os meios actuais de avaliação e controlo do processo de tratamento para garantia da qualidade da água residual tratada e da segurança dos seus utilizadores são ainda escassos e dispersos.

A avaliação de desempenho constitui um instrumento útil para a gestão dos serviços de águas residuais em geral e das estações de tratamento de águas residuais (ETAR) em particular, com vista a aumentar a eficácia, eficiência e fiabilidade do tratamento e, consequentemente, a qualidade da água tratada. No entanto, os sistemas de avaliação de desempenho de ETAR actualmente disponíveis abordam insuficientemente os aspectos de desempenho operacional subjacentes à produção segura de água de qualidade. Estudos recentes (Westrell *et al*., 2004; Van Oorscho *et al*., 2007) apontam para as grandes potencialidades da aplicação da Análise de Perigos e Pontos Críticos de Controlo (*Hazard Analysis and Critical Control Points* – HACCP) ao tratamento de águas residuais, mas a sua aplicação para avaliação e controlo dos riscos quando há reutilização de água não se encontra ainda devidamente desenvolvida e consolidada.

O presente trabalho tem como objectivo contribuir para o desenvolvimento de um instrumento de avaliação e controlo dos riscos associados ao tratamento de águas residuais urbanas para reutilização da água na rega de campos de golfe, que permita aumentar a confiança dos utilizadores na qualidade da água residual tratada e, em consequência, promover a sua adesão a projectos de reutilização de água, incontornáveis em face das recentes exigências das declarações de impacte ambiental de novos campos de golfe.

Para o efeito, desenvolveu-se e testou-se, numa ETAR de média dimensão com remoção biológica de carbono, azoto e fósforo e desinfecção, uma abordagem que integra a avaliação do funcionamento de ETAR urbanas que produzem água para reutilização, a aplicação da metodologia HACCP ao processo de tratamento e a avaliação dos riscos da utilização da água residual tratada na rega de campos de golfe. Não obstante ter sido concebida para a utilização da água residual tratada na rega de campos de golfe – uma utilização estratégica para o desenvolvimento do turismo e da economia Portuguesa – a abordagem proposta pode ser adaptada a outras utilizações.

Na presente comunicação apresenta-se a abordagem proposta e os resultados da sua aplicação ao caso de estudo.

2. ABORDAGEM PROPOSTA DE AVALIAÇÃO E CONTROLO DOS RISCOS

A abordagem proposta é constituída por quatro módulos ou fases: (i) revisão do estado da arte e definição de objectivos; (ii) avaliação e controlo dos riscos; (iii) revisão e (iv) validação (Figura 1). A primeira fase (*Revisão do estado da arte e definição de objectivos*) é de planeamento e é onde devem ser definidos os critérios e os objectivos que se pretende alcançar, ou seja, o(s) uso(s) que se pretende dar à água tratada

(produto final) e a qualidade (parâmetros e limites críticos) associada. Essa definição deverá basear-se na legislação em vigor, normas, bibliografia e contexto económico e sócio-cultural do(s) uso(s). Os parâmetros considerados na qualidade da água tratada definem os *perigos* do sistema de tratamento, uma vez que são o que eventualmente poderão não ser cumpridos (Queensland EPA, 2005).

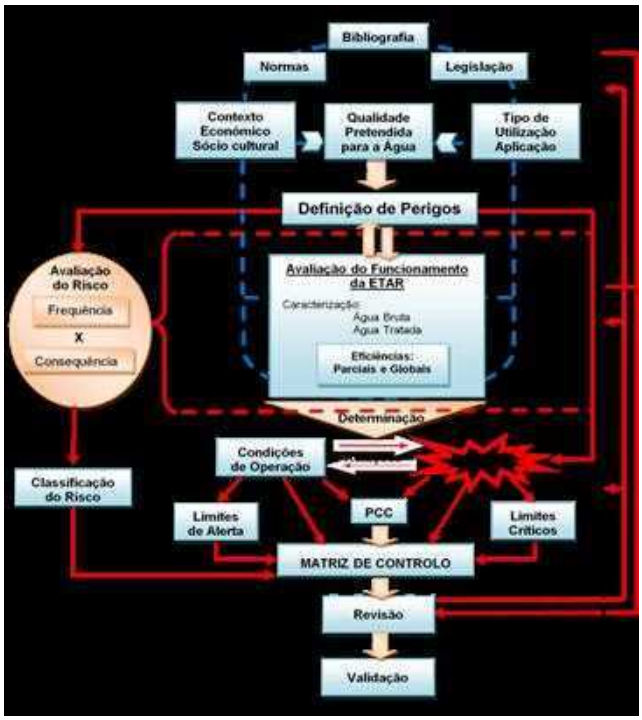


Figura 1. Abordagem proposta de avaliação e controlo dos riscos associados ao tratamento de águas residuais urbanas para reutilização da água

A segunda fase corresponde à *Avaliação e controlo dos riscos* (Figura 1). Através da análise dos dados históricos de funcionamento da ETAR (características da água bruta, características da água tratada, eficiências parciais e globais de remoção) determinam-se as condições de operação (de funcionamento dos órgãos ou de qualidade da água) que afectam os perigos e os pontos críticos para o seu controlo (PCC). A análise do histórico permite ainda efectuar uma avaliação dos riscos associados aos perigos identificados, através do produto da frequência pela consequência do perigo em avaliação. Em resultado desta avaliação, classificam-se os riscos e elabora-se a *matriz de controlo* da ETAR para os riscos considerados significativos (com classificação superior a médio numa escala de baixo a extremo). Esta matriz resume os PCC, os limites críticos e os limites de alerta a controlar e respectiva(s) acção(ões) correctiva(s) e/ou preventiva(s).

Para a avaliação da aceitabilidade dos riscos calculados, utilizou-se a classificação de ALARP baseada no principio *As Low As Reasonably Practicable*.

Os PCC podem ser identificados a partir da aplicação da árvore de decisão do *Codex Alimentarius*. Os *limites críticos* são definidos pelos próprios perigos e correspondem ao nível máximo de risco aceitável. Os limites máximos das condições de operação que afectam os perigos constituem os *limites de alerta*, ou seja, os limites a partir dos quais

se deve actuar imediatamente para impedir que a estação fique fora de controlo e sejam atingidos os limites críticos.

A classificação dos riscos permite avaliar a segurança associada à qualidade do produto final e estabelecer os planos de monitorização, que devem incluir monitorização mais frequente para riscos mais elevados e mais espaçada para riscos menores.

Qualquer abordagem de avaliação e controlo do desempenho de um processo e de avaliação e controlo dos riscos associados à utilização do produto final tem de incluir mecanismos que garantam a melhoria contínua do processo e do produto final, em termos de eficácia, eficiência e fiabilidade. Na abordagem proposta, estes mecanismos estão incluídos nas fases de *Revisão* e de *Validação*. O processo de revisão é um processo dinâmico e interactivo com todas as fases anteriores, alimentando e sendo alimentado pelas mesmas. Estabelecendo um paralelo com a metodologia *Plan-Do-Check-Act* (PDCA) (ISO, 2000), a fase 1 da abordagem proposta corresponde ao Planeamento (*Plan*), a 2 à Acção (*Do*), a 3 à fase Avaliar (*Check*) e a 4 à fase Modificar/Ajustar (*Act*).

A abordagem é explicada em pormenor no capítulo 4 a par da sua aplicação ao caso de estudo, sendo ilustrada através de esquemas-síntese para melhor compreensão.

3. CARACTERIZAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

3.1 Capacidade e esquema de tratamento

A ETAR estudada iniciou o seu funcionamento em Maio de 2007, é uma ETAR de média dimensão destinada ao tratamento de água residual urbana, dimensionada para o tratamento de 12 161 m^3/d de água residual produzida por 48 152 hab.eq. para o ano horizonte de projecto 2025.

A ETAR é constituída por duas linhas de tratamento para a fase líquida, duas para a fase sólida e uma para o tratamento de odores (Figura 2), constituídas por:

- Tratamento preliminar realizado em órgão compacto (gradagem/tamização, desarenamento e desengorduramento);
- Tratamento biológico em sistema de lamas activadas (com selectores biológicos), em regime de arejamento prolongado, efectuado em reactores do tipo vala de oxidação e decantação secundária;
- Desinfecção final do efluente por radiação UV;
- Afinação da água a reutilizar através de desinfecção por radiação UV e filtração;
- Espessamento mecânico das lamas e desidratação por centrifugação;
- Desodorização do ar contaminado por biofiltração.

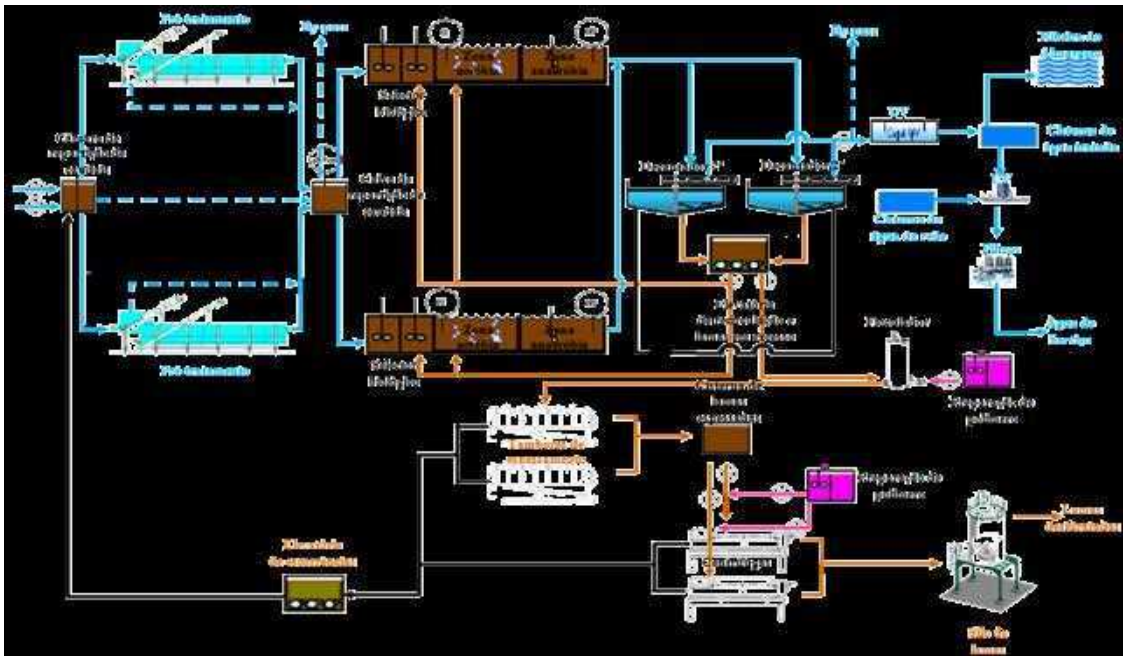


Figura 2. Diagrama de fluxos do processo de tratamento da ETAR

A licença de descarga da ETAR contempla os parâmetros CBO_5, CQO, SST e coliformes fecais e estabelece que aos três primeiros parâmetros se aplica o DL 152/97, de 19 de Junho, enquanto ao quarto parâmetro se aplica o DL 236/98, de 1 de Agosto. No primeiro ano de funcionamento da ETAR, até 04/07/2008, a licença estabeleceu percentagens mínimas de remoção de CBO_5, CQO e SST de 70%, 75% e 90%, respectivamente. A partir dessa data, a licença impõe valores-limite de 25 mg O_2/L CBO_5, 125 mg O_2/L CQO e 35 mg /L SST. Para coliformes fecais, a licença estabeleceu sempre o valor-limite de 2 000 NMP/100 mL.

3.2 Dados disponíveis

Além dos valores bibliográficos aplicáveis ao esquema de tratamento instalado e ao tipo de águas residuais tratadas, os dados utilizados para a avaliação do funcionamento da ETAR correspondem aos dados de projecto e aos dados de exploração relativos aos primeiros 20 meses de funcionamento da instalação (20 Abril de 2007 a 30 de Novembro de 2008). Ou seja, além de abranger duas épocas altas, este período de análise coincide com o ano zero de exploração da ETAR.

4. APLICAÇÃO DA ABORDAGEM PROPOSTA AO CASO DE ESTUDO

A estratégia de tratamento dos dados disponíveis assentou na aplicação dos princípios HACCP e de avaliação dos riscos, seguindo-se, para o efeito a metodologia proposta na Figura 1. A metodologia proposta foi desenvolvida à medida que era aplicada no caso de estudo, ocorrendo inputs recíprocos entre a aplicação e o desenvolvimento.

4.1 Definição de perigo e risco. Identificação de perigos

O primeiro princípio do processo HACCP consiste na definição e identificação dos perigos e na avaliação dos riscos. *Perigo* consiste em qualquer agente biológico, químico, físico ou radiológico com o potencial para causar danos às pessoas, animais, culturas/plantas, vida aquática, solos e ambiente em geral. A cada perigo está associado um risco. O *risco* calcula-se através do produto de uma probabilidade de ocorrência pela severidade (ou categoria de consequência) de um determinado perigo.

No processo de utilização de água residual tratada na rega de campos de golfe os intervenientes são o solo, sistema de rega, planta/cultura, jogadores, e trabalhadores e, segundo Queensland EPA (2005), perigo é não cumprir a qualidade pretendida para o produto. Através da análise de diversos critérios de qualidade da água residual para rega de campos de Golfe definidos por vários autores, normas recomendações e valores-guia, constatou-se que não existe uniformidade de critérios, tanto ao nível do tipo e número dos parâmetros considerados, como das gamas desejadas para esses parâmetros. Na pesquisa efectuada constatou-se que os parâmetros e gamas variavam consoante a preocupação ou enfoque do estudo. Estudos agronómicos relacionados com a relva sobrevalorizam os aspectos físico-químicos em detrimento dos microbiológicos como por exemplo Harrivandi (2004) que não considera nenhum parâmetro microbiológico ou MEPI (2007) que apenas considera um (coliformes fecais). Por outro lado, outros trabalhos como por exemplo a NP4434 já consideram pelo menos dois parâmetros microbiológicos (ovos de nemátodas intestinais e coliformes fecais).

Alguns autores propõem apenas o cumprimento de quatro parâmetros (Salgot, 2001), enquanto outros prescrevem 33 (Valores-guia de qualidade da água residual tratada para rega na Jordânia JS:893/2002 (WHO;2006)).

Da recolha bibliográfica efectuada constatou-se que na verificação da qualidade da água para reutilização são utilizados 43 parâmetros físico-químicos diferentes. O parâmetro mais requerido pelos diferentes estudos é o pH, sucedido pelos parâmetros SST, SDT, Ecw, Cl, B, Cu, F, Zn. Ao nível microbiológico são requeridos 4 parâmetros diferentes (ovos de parasitas entéricos, ovos de nemátodas intestinais, *Escherichia coli* e coliformes fecais) (Pereira, 2009).

Atendendo às dificuldades de definição da qualidade pretendida para o produto, esta foi estabelecida através de uma análise dos aspectos agronómicos e gerais das várias fontes bibliográficas, tendo sido assumido um conjunto de requisitos-base, dos quais apenas foi possível analisar neste trabalho os contemplados no plano analítico da ETAR, num total de oito parâmetros físico-químicos (pH, CQO, CBO_5, SST, Turvação, Cl, P-T; N-T) e um microbiológico (Coliformes fecais). A qualidade assumida é genérica,

não tendo em atenção especificidades de determinados tipos de terreno, relva, clima, ecossistema ou sistema de rega.

A avaliação dos riscos associados aos perigos identificados baseou-se numa adaptação das categorias de consequência propostas por Queensland EPA (2005) e Betâmio de Almeida (2008) (Quadro 1) tendo sido consideradas cinco categorias de consequência do perigo (quase nula, marginal, séria, crítica e catastrófica). Estabeleceu-se como *limite crítico* de cada perigo o limite máximo com consequência marginal referido na bibliografia consultada.

Quadro 1. Identificação de perigos e proposta de categorias de consequências de perigos associados à utilização da água da ETAR caso de estudo na rega de campos de golfe

Perigo	Categorias de consequência	Requisitos assumidos	Limite crítico	Perigo	Categorias de consequência	Requisitos assumidos	Limite crítico
Parâmetros Físico-químicos							
pH	Quase Nula	[5;7]		CQO (mg/L)	Quase Nula	[0;25]	
	Marginal	]7;9]	[5; 9]		Marginal	]25;100]	100
	Séria				Séria	]100;+∞[	
	Crítica				Crítica		
	Catastrófica				Catastrófica		
CBO5 (mg/L)	Quase Nula	[0;10]		SST (mg/L)	Quase Nula	[0;20]	
	Marginal	]10;30]	30		Marginal	]20;60]	60
	Séria	]30;+∞[			Séria	]60;+∞[	
	Crítica				Crítica		
	Catastrófica				Catastrófica		
Turvação (UNT)	Quase Nula	[0;5]		Cl- (mg/L)	Quase Nula	[0;70]	
	Marginal	]5;10]	10		Marginal	]70;355]	355
	Séria	]10;+∞[			Séria	]355;+∞[	
	Crítica				Crítica		
	Catastrófica				Catastrófica		
P-T (mg/L)	Quase Nula	[0;0,1[		N-T (mg/L)	Quase Nula	[0;1,1[	
	Marginal	[0,1;0,4]	0,4		Marginal	[1,1;11,3]	11,3
	Séria	]0,4;0,8]			Séria	]11,3;22,6]	
	Crítica	]0,8;+∞[			Crítica	]22,6;+∞[	
	Catastrófica				Catastrófica		

Parâmetros Microbiológicos			
Perigo	**Categorias de consequência**	**Requisitos assumidos**	**Limite crítico**
Coliformes Fecais (UFC/100mL)	Quase Nula	[0;10]	
	Marginal	]10;100]	100
	Séria	]100;+∞[	
	Crítica		
	Catastrófica		

4.2 Avaliação do funcionamento da ETAR

O funcionamento da ETAR foi avaliado com base nos valores de exploração relativos aos primeiros 20 meses de funcionamento da instalação e a sua comparação com os valores de projecto (QP – caudal de projecto, VP – valor de projecto) em época alta (EA: Julho, Agosto e Setembro), época baixa (restantes meses), horizonte de projecto (ano 2025), valores típicos bibliográficos e licença de descarga.

4.2.1 Caracterização da água residual bruta

Através da análise do histórico do afluente bruto à ETAR de Almargem verificou-se a existência de sazonalidade ao nível quantitativo e qualitativo. Como se pode constatar através da análise da Figura 3 verificam-se aumentos de caudal na época alta nos meses de Agosto e Setembro e redução na época baixa. São também observados caudais máximos coincidentes com períodos de precipitação intensa, situação característica de uma rede colectora não separativa ou com intrusão de águas de outras fontes. Verifica-se que os valores de caudal registados para 2007 encontram-se dentro dos limites de época alta e época baixa (linha amarela e linha verde) estabelecidos em projecto para o ano zero, o que indica que a ETAR se encontra bem dimensionada em termos de capacidade volúmica para o ano de arranque. No entanto os caudais em 2008 apresentaram reduzido crescimento relativamente ao ano de arranque. Esta situação poderá ficar a dever-se à ETAR ainda não servir toda a área prevista em projecto.

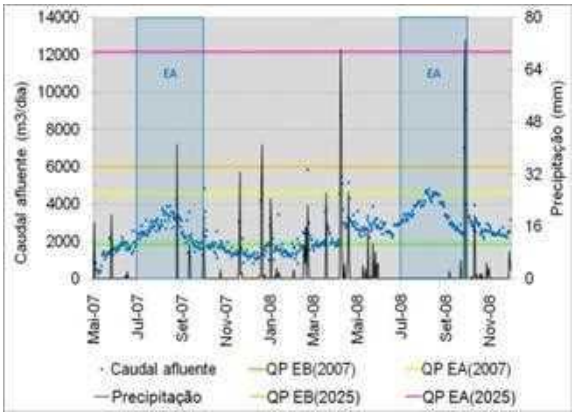


Figura 3 Caracterização da água residual bruta

Segundo a classificação de Metcalf &Eddy (2003) relativamente às concentrações afluentes, podemos considerar que o afluente bruto apresentou uma concentração média-forte para os parâmetros SST, CQO, CBO5, N-T e P-T. A concentração dos SST, CQO, CBO5 e P-T não apresentaram sazonalidade ao contrário do verificado com o azoto total, para o qual se registaram valores mais elevados na época alta (Figura 4).

Uma vez que parte da bacia de drenagem da ETAR se desenvolve em zona litoral, ao nível do mar, foi analisado o teor de cloreto da água residual bruta, de forma a avaliar a introdução de água salgada no sistema. Verificou-se uma grande dispersão de valores ao longo do período em análise, com valores máximos e mínimos de respectivamente 3722 e 220 mg/L. A concentração de cloreto apresentou sazonalidade inversa ao N-T, ou seja aumentou na época baixa e diminuiu na época alta, possivelmente consequência da diluição causada pelo aumento de caudal na época alta (Figura 4).

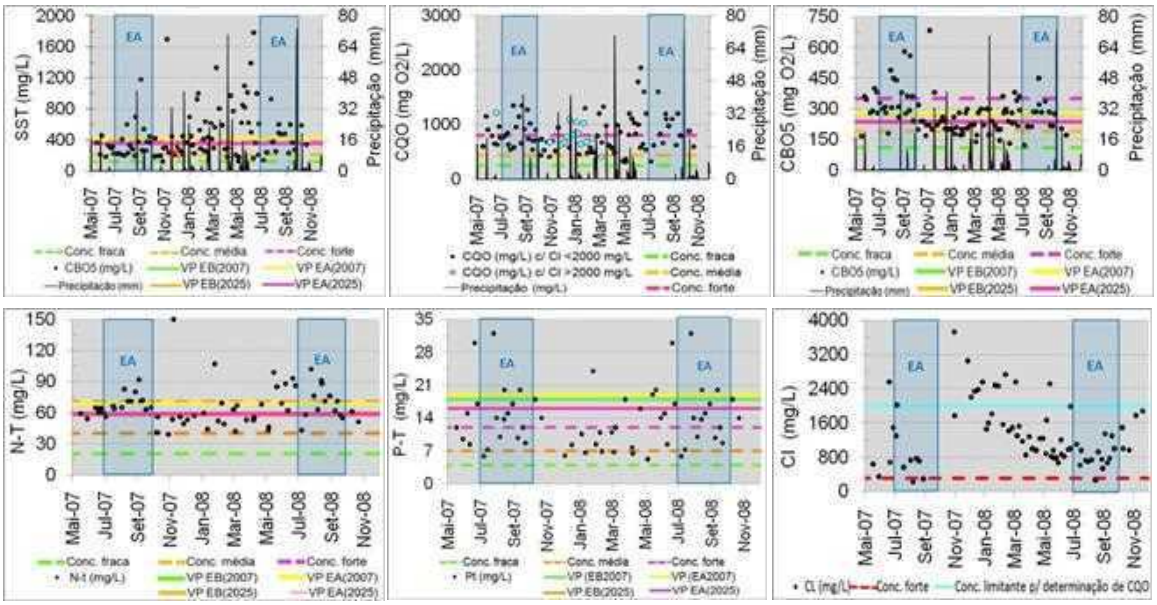


Figura 4 Caracterização da água residual bruta

4.2.2 Caracterização da água residual tratada face aos objectivos de qualidade para utilização na rega de campos de golfe

A Figura 5 caracteriza a água residual tratada face aos objectivos de qualidade para reutilização na rega de campos de golfe definidos no Quadro 1. Na Figura 5 o limite crítico é definido por VMA assumido (valor máximo assumido - linha verde). As bandas de cores correspondem às categorias de consequência dos perigos de acordo com a aceitabilidade do risco baseadas no princípio de Alarp e matriz de análise de risco proposta na secção 4.3, Figura 7.

Através da análise da figura 5 constata-se que a água tratada apresentou valores pH, SST, CQO, CBO_5 e coliformes fecais inferiores ao VMA assumido, ou seja abaixo do valor crítico. Os valores de N-T oscilaram entre valores superiores e inferiores ao limite crítico (VMA assumido: 11,3 mg/L), enquanto o fósforo total apresentou sempre concentrações superiores ao limite crítico (VMA assumido: 0,4 mg/L).

A turvação apresentou valores superiores ao limite crítico, assim como os valores de cloreto.

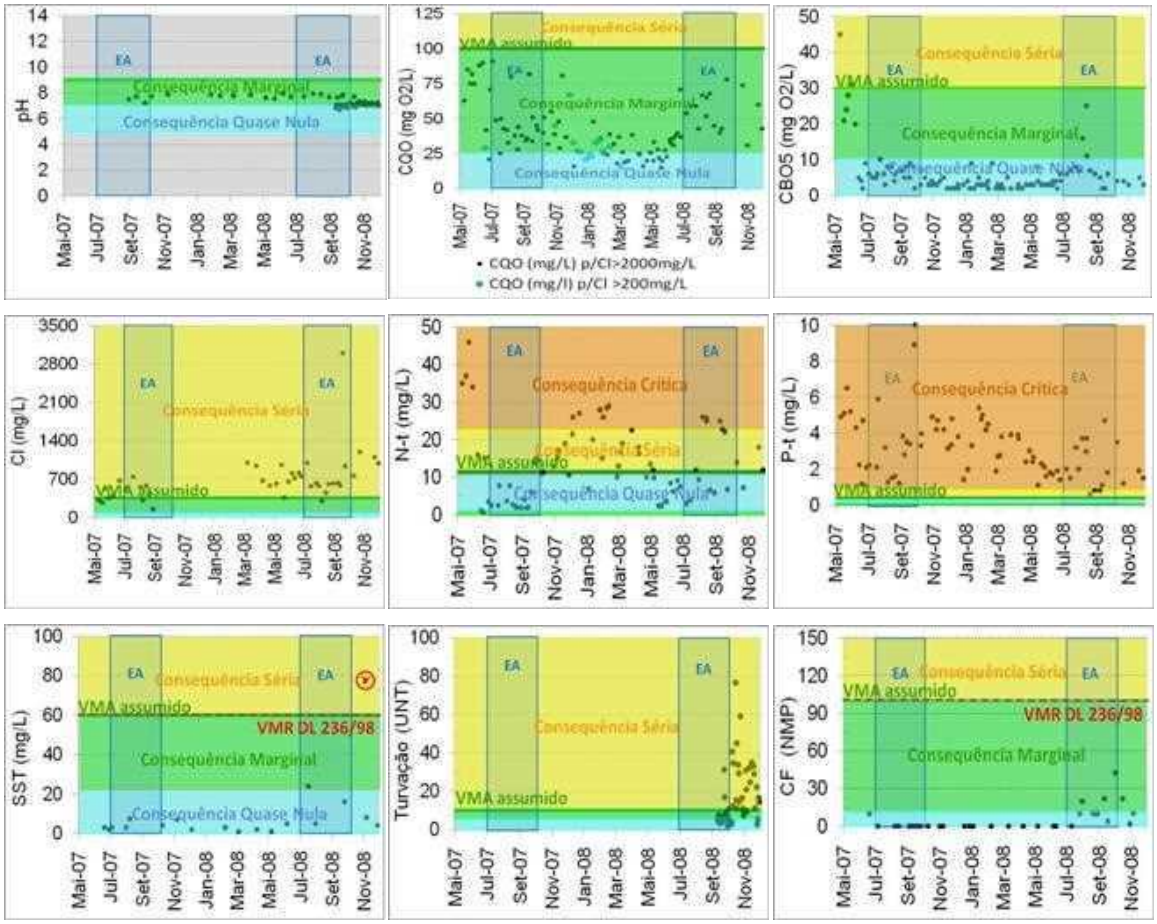


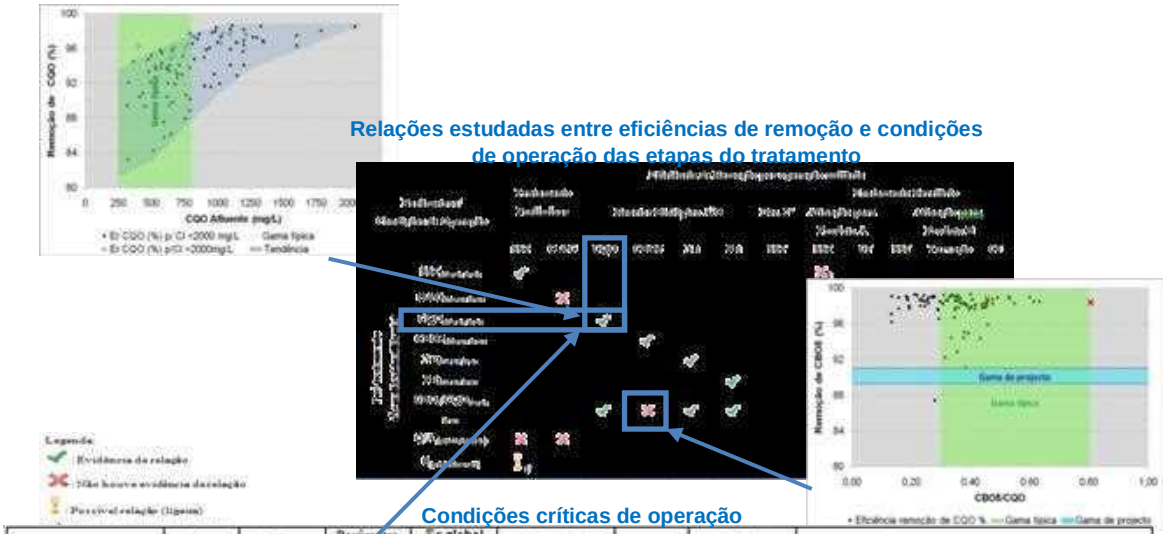
Figura 5 Caracterização da água para reutilização nos parâmetros analisados

4.2.3 Determinação das condições críticas de operação

A determinação das condições críticas de operação envolveu a avaliação prévia do funcionamento das várias etapas do processo de tratamento através do cálculo das eficiências parciais de remoção/inactivação e das condições de operação. Finalmente, pesquisou-se a existência de relações entre as eficiências parciais de remoção/inactivação e as condições de operação, de modo a determinar as condições críticas de operação, ou seja, as que afectam os perigos identificados (Figura 6).

Estas condições críticas podem ser condições de operação propriamente ditas (*e.g.*, tempos de retenção, cargas hidráulicas, razões de recirculação, caudais de purga de lamas) ou parâmetros de qualidade da água afluente à ETAR, a uma dada etapa do tratamento (*e.g.*, transmitância/turvação do afluente à desinfecção) ou num reactor (*e.g.*, temperatura, oxigénio dissolvido).

A Figura 6 sistematiza a metodologia seguida para determinação das condições críticas de operação e o Quadro 2 as condições críticas identificadas.



Condição de Operação		Gama Projecto	Gama Típica	Parâmetro cuja Er é afectada	Er global de Projecto	Operação Unitária	Figura	Relação (tendência)	Descrição do comportamento da eficiência
Concentrações afluentes	SST	351-414 mg/L	390-1230 mg/L	SST	90 - 92 %	Tratamento Preliminar	35a)	91% -238%	Crescimento logarítmico assimptótico com ponto de inflexão aos 700 mg/l seguido de decréscimo exponencial. As eficiências de remoção tornam-se positivas a partir dos 300mg/l. Verifica-se progressiva redução intervalo de eficiências de remoção, reduzindo de ΔEr 281 para ΔEr 64. Er_{max} 91%;Er_{min} -238%.
	CQO	- mg/L	250-800 mg/L	CQO	-	Reactor biológico A²O	37a)	99% 83%	Crescimento logarítmico assimptótico com ponto de inflexão aos 1000 mg/l seguido de estabilização. As eficiências de remoção foram sempre positivas, acima dos 80%. Verifica-se progressiva redução intervalo de eficiências de remoção, reduzindo de ΔEr 12 para ΔEr 2. Er_{max} 99%; Er_{min} 83%.
	CBO_5	234-278 mg/L	110-350 mg/L	CBO5	89 – 91 %	Reactor biológico A²O	36a)	100% 87%	Crescimento logarítmico assimptótico com ponto de inflexão aos 240 mg/l seguido de estabilização. As eficiências de remoção foram sempre positivas, acima dos 85%. Verifica-se progressiva redução intervalo de eficiências de remoção, reduzindo de ΔEr 3 para ΔEr 1. Er_{max} 87%;Er_{min} 100%.

Figura 6 Esquema-síntese da metodologia seguida para determinação das condições críticas de operação

Quadro 2 Condições críticas de operação identificadas na ETAR de Almargem

Perigo	Condições de operação que afectam os perigos			
	Etapa do tratamento			
	Água Residual Bruta	Reactor Biológico	Decantador Secundário	Tratamento Terciário Afinação UV + Filtração
pH	pH	-	-	-
Cl^-	Cl^-	-	-	-
Turvação		θ	θ Q/A Turvação* Transmitância*	-
SST	SST	θ*	-	-
CQO	CQO CBO_5/CQO	λ_v (CQO) IVL*	-	
CBO_5	CBO_5	θ	-	
N-t	N-t CBO_5/CQO	λ_v (CQO) λ_v (CBO_5) θ IVL*	-	-
P-t	P-t CBO_5/CQO	λ_v (CQO) λ_v (CBO_5) θ IVL* MLSS* MLVSS*	-	-
CF	-	-	-	CF

* Possível relação com os perigos identificado

4.3 Avaliação dos riscos

Com base no histórico disponível, determinou-se o número de ocorrências em cada intervalo de consequência e cruzaram-se a probabilidade de ocorrência com as consequências de cada perigo para a avaliação qualitativa do risco associado. Na Figura 7 representa-se esquematicamente o processo de avaliação do risco e classificação da aceitabilidade

Determinada a classificação do risco, aplicou-se o triângulo de ALARP apresentado na Figura 7.

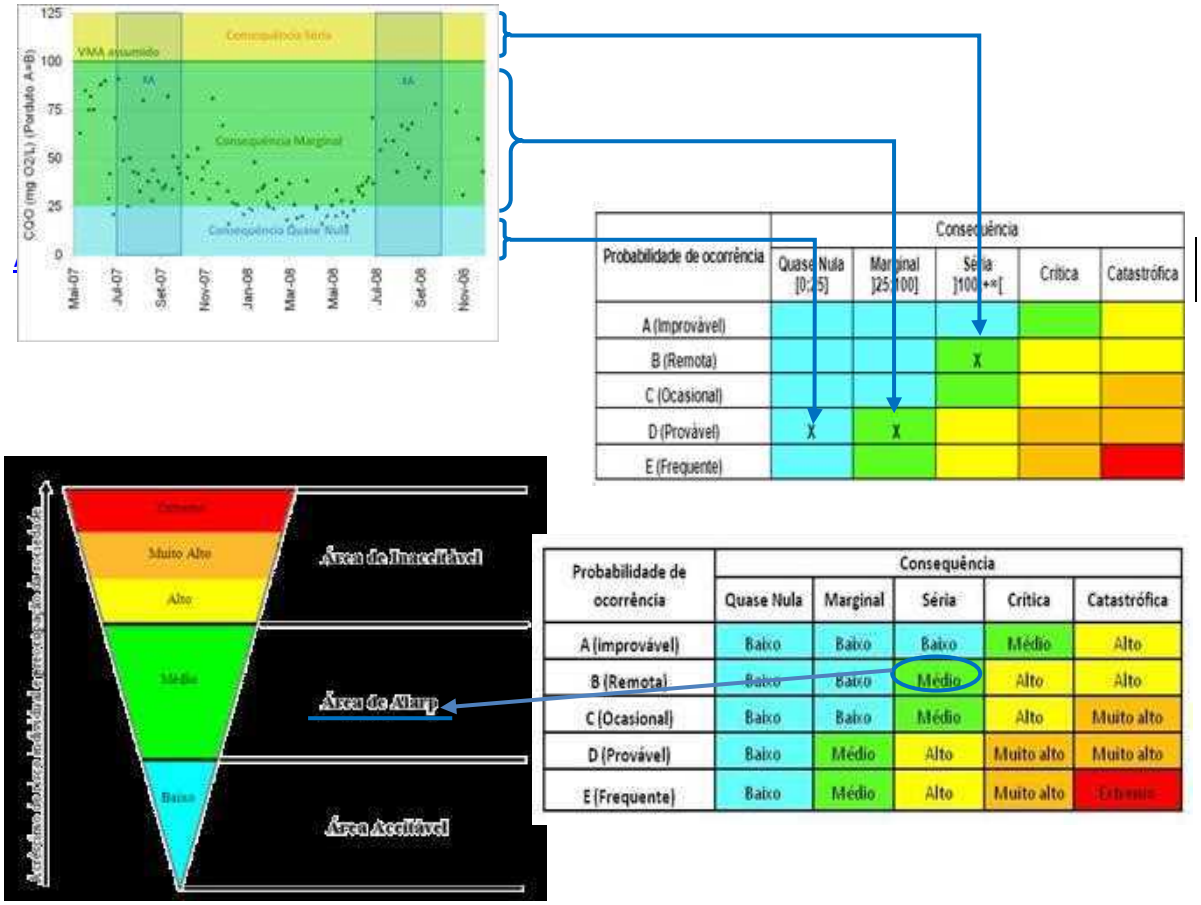
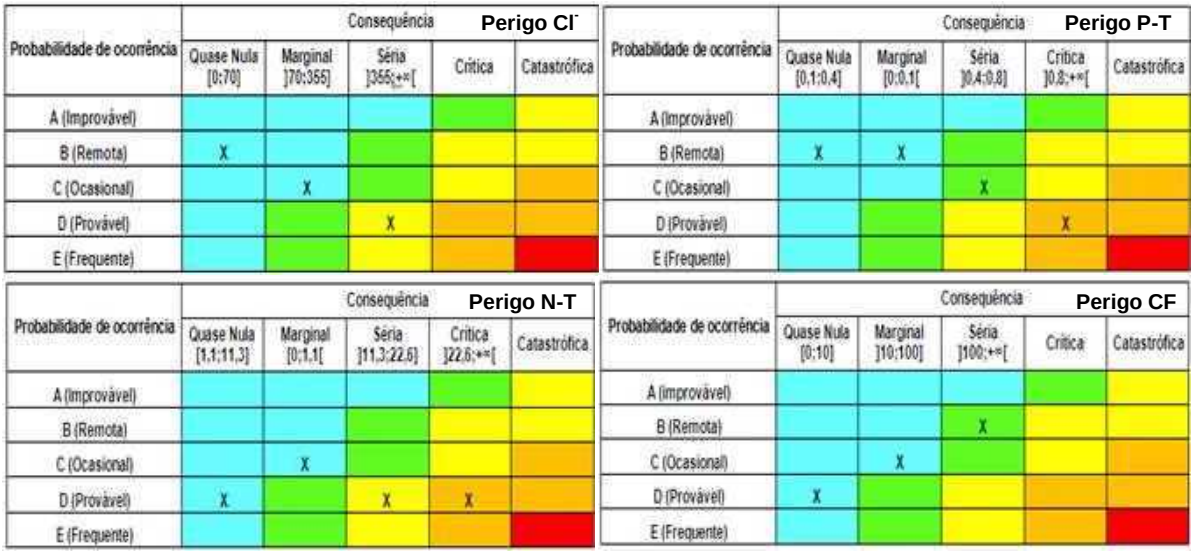


Figura 7 Esquema-síntese da avaliação do risco e da sua aceitabilidade

Os riscos classificados como alto, muito alto e extremo (representados nas Figuras 5 e 7 a amarelo, laranja e vermelho, respectivamente) foram agrupados na *Área inaceitável* do triângulo de Alarp, uma vez que se considerou que estes riscos são inaceitáveis para o indivíduo e para a sociedade, pelo que devem ser evitados e controlados. Os riscos classificados como médio (representados a verde nas Figura 5 e 7) foram agrupados na *Área de Alarp* ou área tolerante, pois consistem em riscos que os indivíduos e a sociedade estão dispostos a tolerar, com base num balanço custo-benefício. Na *Área aceitável* do triângulo de Alarp foram incluídos os riscos classificados como baixos (representados a azul nas Figuras 5 e 7), uma vez que foram considerados insignificantes e adequadamente controlados.

A Figura 8 corresponde à proposta de matrizes de avaliação qualitativa dos riscos associados à utilização da água residual tratada.



Probabilidade de ocorrência	Consequência — Perigo Cl^-				
	Quase Nula [0;70]	Marginal]70;355]	Séria]355;+∞[	Crítica	Catastrófica
A (Improvável)					
B (Remota)	X				
C (Ocasional)		X			
D (Provável)			X		
E (Frequente)					

Probabilidade de ocorrência	Consequência — Perigo P-T				
	Quase Nula [0,1;0,4]	Marginal [0;0,1[	Séria]0,4;0,8]	Crítica]0,8;+∞[	Catastrófica
A (Improvável)					
B (Remota)	X	X			
C (Ocasional)			X		
D (Provável)				X	
E (Frequente)					

Probabilidade de ocorrência	Consequência — Perigo N-T				
	Quase Nula [1,1;11,3]	Marginal [0;1,1[	Séria]11,3;22,6]	Crítica]22,6;+∞[	Catastrófica
A (Improvável)					
B (Remota)					
C (Ocasional)		X			
D (Provável)	X		X	X	
E (Frequente)					

Probabilidade de ocorrência	Consequência — Perigo CF				
	Quase Nula [0;10]	Marginal]10;100]	Séria]100;+∞[	Crítica	Catastrófica
A (Improvável)					
B (Remota)			X		
C (Ocasional)		X			
D (Provável)	X				
E (Frequente)					

Figura 8 Exemplo de matrizes propostas para a avaliação qualitativa do risco associados à utilização de residual tratada.

4.4 Identificação dos pontos críticos de controlo e dos pontos de controlo da qualidade

Na secção 4.2.3 identificaram-se as condições críticas de cada etapa do tratamento (Quadro 2) para os perigos identificados. Com base na árvore de decisão do Codex Alimentarius verificou-se se as condições críticas do processo correspondem a PCC ou PCQ.

Constatou-se que o reactor biológico, a decantação e o tratamento terciário constituem PCC, uma vez que são fases operacionais críticas do processo onde é possível monitorizar, corrigir e controlar os riscos, classificados como inaceitáveis para fósforo total e azoto total (Figura 8). A afluência de água residual bruta constitui um ponto de controlo da qualidade (PCQ), uma vez que é essencial para a garantia do processo, mas não permite acções de correcção.

4.5 Matriz de controlo dos riscos

De acordo com o processo HACCP devem ser definidas medidas de controlo para cada ponto crítico de controlo, que poderão ser utilizadas para ajustar a eficiência do processo de produção ou passo do processo, de forma a atingir-se a qualidade pretendida. Deverão também ser estabelecidos limites críticos ou de alerta para os parâmetros e/ou condições de operação, estes limites deverão ser mensuráveis e controláveis e permitir que a instalação funcione normalmente.

Devem ser tomadas acções preventivas de forma a evitar que os limites críticos sejam excedidos. Se o limite crítico é excedido, considera-se que a instalação está “fora de controlo” e são necessárias acções correctivas. Nesse caso, a situação deverá ser reportada às partes interessadas, informando-as qual o perigo a que estão expostas e

eventualmente interromper o fornecimento se assim estiver estabelecido no contrato de fornecimento de água para reutilização.

Quando é atingido o limite de alerta deveram ser reforçadas as medidas preventivas.

De forma a garantir a qualidade de todo o processo deve ser aplicado um sistema de monitorização adequado à qualidade e segurança pretendida.

Atendendo aos requisitos estabelecidos pelo processo HACCP, criou-se uma matriz de controlo dos riscos associados à utilização da água tratada da ETAR na rega de campos de golfe com os limites de alerta, sistemas de monitorização e acções preventivas e correctivas.

Como limite crítico assumiu-se a qualidade pretendida para o efluente final (Quadro 1). Os limites críticos nunca deveram ser ultrapassados. Considerou-se como limite de alerta todas as condições de operação associadas ao processo de tratamento que podem provocar alteração no nível de risco. As acções correctivas e preventivas associadas a determinado perigo podem ser efectuadas directamente no perigo ou sobre os parâmetros e condições de operação que afectam o perigo.

As medidas preventivas e acções correctivas adoptadas foram estabelecidas com base no histórico de funcionamento da instalação, em dados de projecto e em outras características específicas da ETAR e em dados bibliográficos.

Para a determinação da periodicidade de monitorização considerou-se que: i) perigos com risco associado “alto” e condições de operação que os afectam devem ser monitorizados duas vezes por semana; ii) perigos com risco associado de “muito alto” e condições de operação que os afectam devem ser monitorizados diariamente. Para os coliformes fecais considerou-se necessário efectuar uma amostragem diária, pelo perigo biológico que constitui em termos de saúde pública.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A metodologia proposta de avaliação e controlo dos riscos associados ao tratamento de águas residuais urbanas para reutilização constitui, no essencial, uma abordagem análoga aos planos de segurança da água para consumo humano. Ou seja: (i) em função do(s) uso(s) da água tratada, identificam-se os perigos e definem-se os limites críticos; (ii) através da avaliação do funcionamento da ETAR avaliam-se os riscos, identificam-se os PCC e os limites de alerta e definem-se as medidas preventivas e correctivas – informação resumida na matriz de controlo da ETAR; (iii) implementam-se práticas de gestão que asseguram a melhoria contínua do processo de tratamento e do produto final. Neste trabalho procurou-se inovar ao nível dos procedimentos de avaliação do funcionamento da ETAR. Estes procedimentos constituíram uma fase preliminar do desenvolvimento de um sistema de avaliação de desempenho operacional de ETAR (Quadros *et al.*, 2010), que permite identificar os PCC e estabelecer os limites para as condições críticas de operação que garantem a produção eficaz, eficiente e segura de água residual tratada para utilização, por exemplo, na rega de campos de golfe.

AGRADECIMENTOS

As autoras agradecem à Eng.ª Helena Alegre (LNEC, I.P.) e à Dra. Rosário Coelho (Águas do Algarve, S.A.) o estímulo e os importantes contributos para o presente trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Betâmio de Almeida, A. (2006) PowerPoint da aula: *Segurança e risco. Instalações Hidroeléctricas*. IST

Harivandi, A. M. (2004). *Evaluation Recycled Waters for Golf Course Irrigation*.

ISO (2000). ISO 9000: *Quality management systems – Requirements*. International Organization for Standardization, Genéve.

MEPI (2008) Internet Site: http://english.sviva.gov.il consultado em Março 2008.

Metcalf & Eddy (2003). Wastewater Engineering – Treatment, Disposal and Reuse. 3rd edition. Tata McGraw-Hill Publishing Company Limited, New Delhi.

NP 4434 (2005). **Reutilização de águas residuais tratadas para rega. Instituto Português da Qualidade.**

Pereira A. (2009). Avaliação de desempenho operacional de estações de tratamento de águas residuais como instrumento associado à reutilização da água na rega de campos de Golfe. Dissertação de mestrado em Engenharia do Ambiente. Universidade do Algarve, Faro.

Quadros S., Rosa M. J., Alegre H. (2010). Avaliação de desempenho operacional de ETAR urbanas. In Anais do 14.º ENaSB/14.º SILUBESA. Porto. 15 pp.

Queensland EPA (2005). Queensland Water Recycling Guidelines. Queensland Government - Environmental Protection Agency. Brisbane, Australia

Salgot, M. (2001).Utilization de aguas recicladas en campos de golf. I Simposio de Golf, àgua y Medio Amniente. La Manga.

Van Oorschot R., French C., Vincent D., Nadebaum P. (2007). HACCP Principles in Wastewater Treatment. GHD Pty Ltd. Cidade, Australia.

Westrell T., Schönning C., Stenström A. T., Ashbolt N. J. (2004). QMRA (quantitative microbial risk assessment) and HACCP (hazard analysis and critical control points) for management of pathogens in wastewater and sewage sludge treatment and reuse. Water Science & Technology 50(2), 23-30.

WHO (2006). A compendium of standards for wastewater reuse in Eastern Mediterranean Region. WHO, Copenhague.

PROSPECTIVA ESTRATÉGICA DO TRATAMENTO MECÂNICO

Tratamento Mecânico Simples um contributo para a Valorização de Resíduos na Resinorte, S.A.

Rosa NOVAIS (1); Artur João CABEÇAS (2)

RESUMO

Perante a constituição do sistema Multimunicipal da Resinorte, S.A., que surgiu de um processo de fusão de 5 sistemas (3 multimunicipais e 2 intermunicipais, totalizando um conjunto de 35 Municípios), houve a necessidade de "pensar como integrar realidades diferentes" e procurar, através da concepção de vários cenários equacionados e ponderados, encontrar a forma de impulsionar um único sistema multimunicipal cujo modelo de intervenção permitisse uma gestão sustentável. Conciliando as existências e capacidades disponíveis das unidades de tratamento, equipamentos, meios e instalações, o Tratamento Mecânico Simples (TMS) para desvio de matéria biodegradável de aterros surgiu como uma solução complementar a implementar no universo de intervenção da Resinorte, S.A.. Desta forma consegue-se a valorização dos RSU através da retirada de matéria biodegradável, a produção de CDR e uma reciclagem primária dos resíduos de embalagens recicláveis. Por outro lado, também se permite ganhos em termos da diminuição da volumetria de ocupação em aterros, uma consequente diminuição de lixiviados produzidos nestes e, a diminuição significativa, directa e indirecta, de emissões de CO2 e de gases com efeito de estufa (GEE). Em síntese o modelo técnico concebido para a Resinorte, S.A. passa por:

- Integrar a construção de duas unidades de TMS localizadas em zonas assimétricas/periféricas do sistema (Aterro de Boticas e aterro de Vila Real) com movimento de translação e transporte de matéria biodegradável para a central de Riba d´Ave, com retorno percentual em rejeitados para deposição em aterro;
- O CDR produzido nos dois TMS será enviado para processamento na unidade de tratamento e valorização energética a construir num espaço físico adjacente à Central de Compostagem ou noutra que se enquadre dentro da estratégia nacional.

Paralelamente o processamento dos RSU por Tratamento Mecânico Simples vem auxiliar o cumprimento das metas do PERSU II e uma maior rentabilização da gestão dos resíduos com repercussão positiva no valor da tarifa a suportar pelo cidadão, resultante das sinergias ganhas e da economia de escala gerada dentro de um universo de intervenção muito alargado. Assim descreve-se nesta comunicação a estratégia da Resinorte, S.A. utilizando o TM Simples como um eixo de optimização e valorização dos RSU provenientes da recolha

[1] Lic. Eng.ª do Ambiente (UAlg), P.Grad. em Gestão para Executivos (UA)
Direcção Técnica - Resinorte, S.A. – Lamego, Portugal; rnovais@resinorte.pt

[2] Lic. Eng.ª Civil (IST), P.Grad. Mecânica de Solos e Geotecnia,
Prof. Aux. Convidado da FCT-UNL,
Director (Engenharia) da Empresa Geral do Fomento, S.A. – Lisboa, Portugal,
Vogal do CA da Resinorte SA e da Algar SA.

indiferenciada, focalizando-se as vantagens em termos do desvio de matéria biodegradável, CDR e embalagens recicláveis, optimização do volume de aterro, menores caudais para tratamento de lixiviados e uma redução directa e indirecta de emissões de CO_2 e de outros GEE, abordando-se igualmente uma avaliação comparativa dos custos associados pela adopção desta solução.

Palavras-chave: Resinorte, S.A., Tratamento Mecânico Simples, matéria biodegradável, recicláveis, lixiviados, CDR, CO_2, RSU

1. Enquadramento Geral

A RESINORTE, S.A., é a sociedade concessionária, definida por diploma legal, do Sistema Multimunicipal de Valorização e Tratamento de Resíduos Urbanos do Norte Central, criado pelo Decreto-Lei n.º 235/2009, de 15 de Setembro, com início de actividade a 20 de Outubro de 2009, tendo-lhe sido atribuída a competência da gestão dos resíduos urbanos produzidos nos municípios de Alijó, Amarante, Armamar, Baião, Boticas, Cabeceiras de Basto, Celorico de Basto, Chaves, Cinfães, Fafe, Guimarães, Lamego, Marco de Canaveses, Mesão Frio, Moimenta da Beira, Mondim de Basto, Montalegre, Murça, Penedono, Peso da Régua, Resende, Ribeira de Pena, Sabrosa, Santa Marta de Penaguião, Santo Tirso, São João da Pesqueira, Sernancelhe, Tabuaço, Tarouca, Trofa, Valpaços, Vila Nova de Famalicão, Vila Pouca de Aguiar, Vila Real e Vizela.

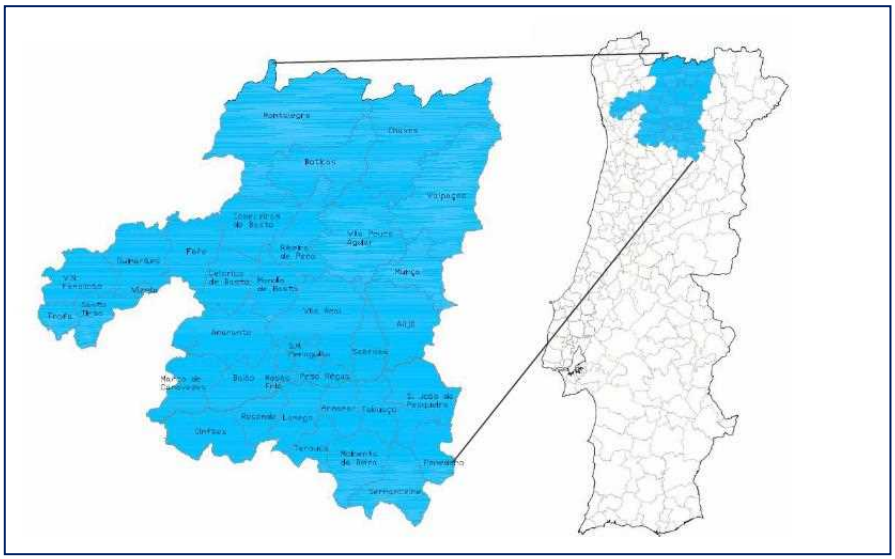


Figura 1 – Universo geográfico da RESINORTE, S.A.

Em termos da situação de referência à data desta fusão, todos os municípios tinham erradicado as lixeiras existentes e procedido à construção de aterros sanitários de 1ª geração para destino final para os resíduos sólidos urbanos e/ou para os refugos e rejeitados.

Relativamente ao fluxo dos resíduos de embalagens, a estratégia da recolha selectiva passou pela colocação de Ecopontos em todos os municípios e, para a valorização destes resíduos de embalagens recolhidos selectivamente, foram construídas em cada um dos sistemas (excepção feita para a AMVDN) as respectivas Estações de Triagem.
Em síntese, a situação de referência em cada um dos universos geográficos era a seguinte;

- Sistemas Multimunicipais (ex- Resat, Rebat e Residouro)
  - Selagem e recuperação ambiental das lixeiras existentes;
  - Aterro sanitário para destino final dos resíduos sólidos urbanos, de acordo com as regras ambientais exigidas nos concelhos de Boticas, Celorico de Bastos e Lamego;
  - Estruturação e dinamização da Recolha Selectiva suportada em Ecopontos estrategicamente colocados para recolha multimaterial bem como em Ecocentros (nos aterros sanitários e em locais específicos);
  - Implantação de Estações de Transferência, dando resposta à gestão dos RSU produzidos nos municípios afastados mais de 25/30 km da zona de destino final;
  - Construção de Estação de Triagem em cada um dos sistemas para valorização de resíduos e posterior escoamento para a SPV;
  - Desenvolvimento de Campanhas e Acções de Sensibilização e Educação Ambiental junto da população.

- AMAVE - CITRUS de Riba d´Ave integrava;
  - Central de Compostagem (por bio-reactores) de Riba d'Ave tendo tido o seu início de actividade em Março de 1995, e possuindo uma capacidade nominal instalada de 360 ton/dia para RSU;
  - Em construção uma linha de Tratamento Mecânico (TM) a montante da zona de descarga e da fossa de recepção da Central de Compostagem, projectada para uma capacidade nominal de processamento de RSU de cerca de 45 ton/hora.



  - Destino final de RSU e refugos da central nos Aterros Sanitários de Sto Tirso (em fim de vida útil) e Guimarães (encerrado);
  - Recolha Selectiva suportada em Ecopontos estrategicamente colocados para recolha multimaterial nos municípios intervenientes (Fafe, Guimarães, Santo Tirso, Trofa, Vila Nova de Famalicão e Vizela) e assumido pelas respectivas câmaras municipais, bem como em Ecocentros (nos aterros sanitários e em locais específicos);
  - Estação de Triagem para valorização de resíduos de embalagens recolhidos selectivamente localizada no CITRUS de Riba de Ave;
  - Uma unidade piloto de VERMICOMPOSTRAGEM no CITRUS de Riba de Ave;
  - Desenvolvimento de Campanhas e Acções de Sensibilização e Educação Ambiental junto da população.

- AMVDN – Associação de Municípios do Vale do Douro Norte
  - Aterro sanitário de Vila Real;
  - Recolha Selectiva suportada em Ecopontos estrategicamente colocados para recolha multimaterial bem como em Ecocentros (nos aterros sanitários e em locais específicos);

Perante estas existências e com base em soluções complementares, definiu-se então a arquitectura do modelo técnico a implementar neste universo geográfico de 35 municípios, procurando-se;

- Eliminar as debilidades existentes,
- Potenciar as vantagens acrescidas para as populações servidas, quer pelas sinergias e economias de escala que resultam da integração, quer pela,
- Optimizar os meios e as soluções técnicas, com reflexos directos na qualidade do serviço prestado e na garantia do equilíbrio do tarifário a cobrar aos munícipes.

Optou-se por alavancar um modelo de gestão sustentável que viabilizasse este novo sistema multimunicipal para uma concessão de 30 anos (2010 a 2039), implementando-se as intervenções a efectuar de acordo com um faseamento estratégico temporal, ou seja;

- No período entre 2010 e 2014 – opta-se pela estruturação do modelo suportado nas existências, procedendo-se apenas a investimentos que jpermitem o incremento de proveitos (aproveitamento energético do biogás e optimização da recolha selectiva) e a implementação de soluções de cariz complementar à Central de Compostagem que garantem o máximo de aproveitamento da sua capacidade nominal;
- No período entre 2014 e 2025/26 - Implementação de soluções técnicas na óptica da Sustentabilidade do sistema para a concessão com aproveitamento energético do CDR;
- No período entre 2025/26 e o ano 2039, manutenção e optimização das diferentes soluções em exploração até final da concessão.

Neste enquadramento e como opção estratégica para uma gestão equilibrada considerou-se a gestão de resíduos do universo da RESINORTE, S.A., deveria manter-se pelas áreas associadas a cada um dos sistemas integrados com a excepção da AMVDN e da ex-Residouro que se agregaram, ou seja, segundo 4 (quatro) pólos distintos.

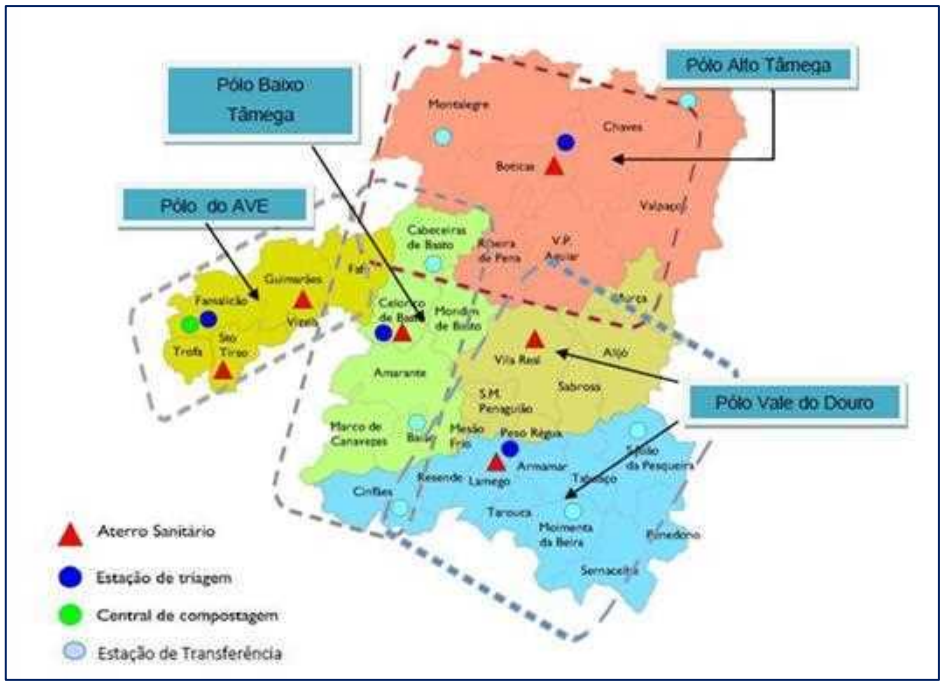


Figura 2 – Pólos de Intervenção

2. ESTRATÉGIA ADOPTADA

Tendo presente a situação de referência descrita, bem como a contribuição a promover para o cumprimento das exigências nacionais e comunitárias para o sector, o Modelo de Intervenção equacionado de acordo com os objectivos estratégicos pretendidos comporta a arquitectura sistematizada no fluxograma seguinte.

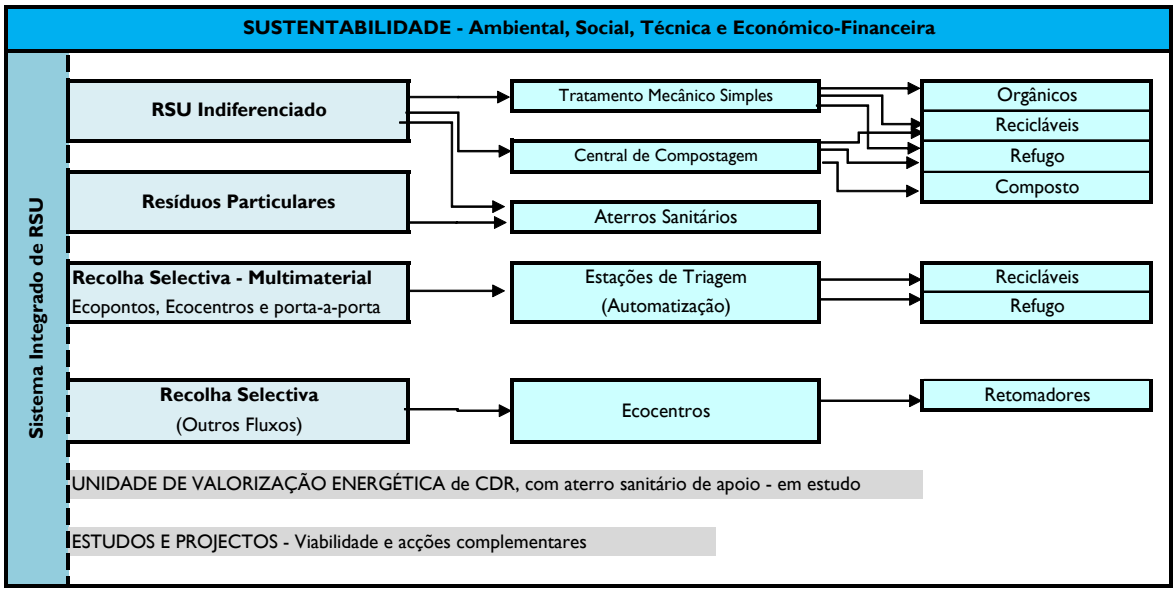


Figura 3 – Modelo de Intervenção

O paradigma da gestão de resíduos que a RESINORTE, S.A entendeu assumir, está assim suportado em 3 pilares da Sustentabilidade, ou sejam, na vertente ambiental, social e económico-financeira, e, subsidiariamente a estes princípios, no cumprimento estrito da legislação nacional e comunitária aplicável. Para isso considerou-se que se procuraria no mais curto espaço de tempo proceder ao desvio de resíduos biodegradáveis dos aterros sanitários, procurando-se que para estes apenas fossem encaminhados refugos e/ou rejeitados. As soluções de destino final existentes contemplavam a seguinte situação:

- Pólo Alto Tamega - Aterro de Boticas, com encerramento previsto em 2022;
- Pólo BaixoTamega - Aterro de Codessoso, com encerramento previsto em 2025;
- Pólo Vale do Douro – Aterro de Vila Real (capacidade esgotada, necessário ampliá-lo em 2011) e o Aterro de Bigorne (Lamego) com encerramento previsto em 2018;
- Pólo do Ave - Aterro de Sto Tirso com encerramento em 2010/11 e o A.S. de Guimarães já encerrado;
- Os refugos e rejeitados da central de Compostagem (cerca de 130.000 ton/ano) eram encaminhados para o Aterro de Sto Tirso.

Com este panorama, equacionaram-se então dois cenários. Um com investimentos apenas nos aterros cuja vida útil se esgota até 2014 para garantir a continuidade de destino final de resíduos e refugos da Central de Compostagem até final da concessão (ano de 2039) e, outro acrescido da implantação de unidades de Tratamento Mecânico simples (TMsimples) garantindo-se o desvio de resíduos biodegradáveis dos aterros e, em simultâneo, o aumento da vida útil destes e o protelar no tempo dos novos investimentos até final de concessão.

Cenário I – Modelo Técnico suportado em Aterros Sanitários

Neste cenário a solução passaria por proceder-se a investimentos associados à ampliação de aterros e construção de novos, nomeadamente no aterro sanitário de Vila Real em 2011 (com nova ampliação em 2025) e Bigorne em 2014, para se evitar a rotura na recepção dos RSU dos respectivos pólos e dos rejeitados da Central de Compostagem de Riba d´Ave. Neste cenário colocava-se também a necessidade de se ampliarem com novas áreas os aterros de Sto Tirso e Guimarães para recepção dos RSU que excedem a capacidade de processamento da Central de Compostagem, bem como para garantir a paragem para manutenção desta central. Os aterros de Boticas e Codessoso seriam ampliados apenas em 2022. Este cenário está representado na figura que se segue:



Cenário I – Solução Sem Tratamento Mecânico Simples	
PONTOS FORTES	**PONTOS FRACOS**
Ausência de tecnologia de processo	Investimentos na ampliação dos aterros sanitários existentes e construção de novos
	Dificuldade no cumprimento das metas de desvio de biodegradáveis de aterro
	Utilização de aterros para destino final de RSU e não para a fracção resto
OPORTUNIDADES	**AMEAÇAS**
Conhecimento adquirido na sua gestão	Aumento de transporte de resíduos
	Investimento sem apoio de fundos comunitários

Cenário II – Modelo Técnico com apoio em Unidades de Tratamento Mecânico

Neste cenário o modelo técnico da Resinorte procura tirar partido da Central de Compostagem de Riba d'Ave, equilibrando o seu funcionamento em partilha com a construção de duas unidades TMSimples (sem tratamento biológico) nos aterros de Boticas (Pólo Alto Tâmega) e Vila Real (Pólo do Vale do Douro), ou seja;

- Como a capacidade de processamento dos três bio-reactores da central Compostagem de Riba d´Ave é de 112.000 ton/ano, e o Pólo do Ave produz

actualmente cerca de 175.000 Mg/ano de resíduos indiferenciados, tornava-se importante fazer a Tratamento mecânico à cabeça (com a separação dos recicláveis e do CDR/refugo) para apenas seguirem para os bio-reactores os resíduos biodegradáveis. Actualmente apenas são valorizados cerca de 53.000 ton/ano da fracção da matéria biodegradável de um potencial estimado de 96.240 ton/ano. Assim, com a introdução de uma linha de Tratamento Mecânico a montante dos bio-reactores (e que se encontra em construção), a capacidade útil para valorização da fracção da matéria biodegradável nestes reactores passaria a ser superior. Com efeito, fazendo-se a separação dos recicláveis e do CDR no tratamento mecânico a montante, apenas segue para os bio-reactores a matéria orgânica contida nos RSU. Os três bio-reactores ficam assim com uma disponibilidade apenas para a fracção da matéria biodegradável de 3x120 ton/dia = 360 ton/dia x 365 = 131.000 ton de RUB´s.

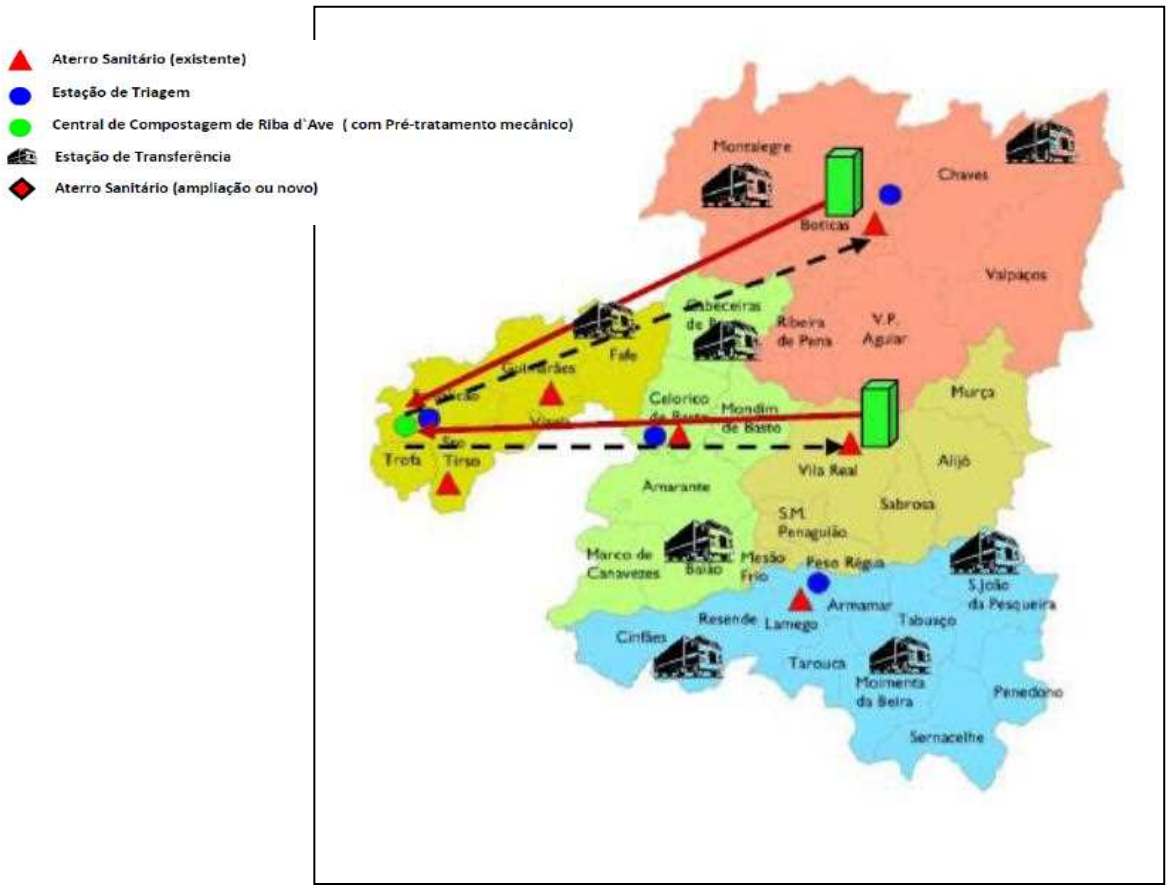
- Como o Tratamento Mecânico a montante da Compostagem de Riba d´Ave tem uma capacidade de processamento de RSU de 45,5 ton/hora, se considerarmos 312 dias de funcionamento num turno, processar-se-ão cerca de 100.000 ton/ano da fracção da matéria biodegradável (RUB´s). Assim garante-se ao máximo o desvio da matéria orgânica de aterro, ou seja, como o pólo do Ave produz 175.000 ton/ano de RSU, resultam 96.250 to/ano de biodegradáveis (55%) que se desviam de aterro, contra os 53.000 ton/ano actuais.



- Se em partilha com esta situação se proceder no pólo do Alto Tâmega á construção da uma linha de Tratamento Mecânico simples (a montante do aterro sanitário de Boticas) com uma capacidade de 40.000 toneladas/ano, acresce ainda um desvio de cerca de 22.200 toneladas/ano de biodegradáveis. Se também se proceder de igual modo no Pólo do Vale do Douro (AMVDN e Douro Sul) á construção de nova linha de Tratamento Mecânico simples (a montante do aterro sanitário de Vila Real) com uma capacidade de 48.000 toneladas/ano, acresce um desvio de mais 26.400 ton/ano de biodegradáveis.
- Com a construção das linhas de Tratamento Mecânico (TM simples) permite-se um desvio de aterro da fracção da matéria biodegradável (RUB´s) de 48.600 ton/ano que acrescem aos cerca de 96 250 ton/ano da fracção de RUB´ s da Central de Compostagem de Riba d´Ave (conforme atrás referido).
- O total de desvio de aterro da fracção da matéria biodegradável (RUB´s) será assim de cerca de 144.500 ton/ano. Contudo, como neste valor ter-se-á cerca de 10% a 15 % de perdas devidas á sua movimentação e transporte, a valorização conseguida de RUB´s nos três bio-reactores em carga plena (360 ton/dia x 365) será da ordem das 130.000 ton/ano. Consegue-se assim o máximo de desvio de aterro da fracção da

matéria biodegradável (RUB´s), quer pela central de Riba d´Ave quer pelas duas unidades de Tratamento Mecânico (TM simples).

Neste enquadramento os rejeitados da Central de Compostagem de Riba d´Ave são então encaminhados (percentualmente) para os aterros de Boticas e Vila Real, optimizando-se assim o transporte. Com efeito, as viaturas que transportam os biodegradáveis das TMsimples para a Central de Compostagem de Riba d´Ave, regressam com os rejeitados para deposição nos respectivos aterros. Relativamente ao CDR gerado, este será enviado para processamento numa unidade de valorização energética a construir em Riba d´Ave ou noutra dentro da estratégia nacional, e os Recicláveis encaminhados para a Sociedade Ponto Verde.



Cenário II – Solução com Tratamento Mecânico Simples (TMS) em Boticas e Vila Real	
PONTOS FORTES	**PONTOS FRACOS**
Empenhamento e apoio dos decisores	Investimento concentrado
Apoio de Fundos Comunitários	
Contribuição para o cumprimento das metas nacionais e europeias de desvio de biodegradáveis de aterro	
Optimização do volume disponível em aterro	
Redução directa e indirecta de emissões de CO2 e GEE	
OPORTUNIDADES	**AMEAÇAS**
Produção de composto	Dificuldade de financiamento face à conjuntura económica
Optimização do transporte de resíduos Biodegradáveis e Refugos em retorno	Uso de Tecnologia
Produção de CDR e Recicláveis	

- **Linha de processo da unidade de Tratamento Mecânico simples**

A unidade de Compostagem existente em Riba d'Ave e as unidades de Tratamento Mecânico Simples a implantar em Boticas e em Vila Real, têm como principal objectivo assegurar uma gestão adequada dos resíduos sólidos urbanos, indo de encontro aos objectivos da Directiva Aterros e das metas de redução de RUB, promovendo a diminuição das quantidades de resíduos a depositar nos aterros sanitários do sistema.

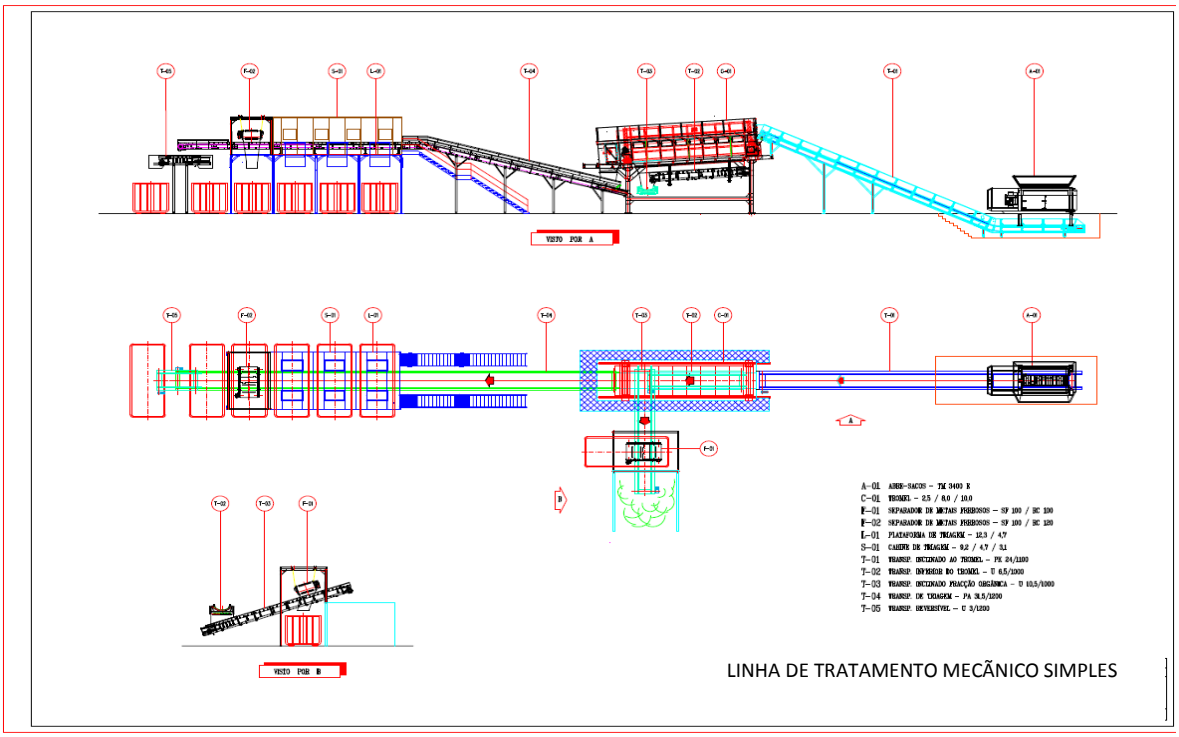
Neste contexto e procurando minimizar custos, a linha de processo pretendida traduz-se numa solução simples suportada apenas numa sequência de equipamentos que passa por colocar um ABRE-SACOS a montante da linha, encaminhando-se em seguida os resíduos indiferenciados para um CRIVO de duas malhas, a saber;

- Ø80 em metade do desenvolvimento do Crivo;
- Ø200 na restante metade do Crivo;

Os materiais de granulometria superior a Ø200, que constituem a fracção grossa, são encaminhados por tapete transportador para a cabine de triagem de volumosos a colocar após o Crivo. Os materiais de granulometria inferior a Ø80, que constituem a fracção fina, serão enviados por tapete transportador para o pavilhão de estabilização ou transferência.

Os materiais de granulometria intermédia (> Ø80 e inferior a Ø200), que constituem a fracção intermédia, serão enviados por tapete transportador para o Separador Balístico que promove a separação do material alimentado em três fluxos:

- Fracção mais fina (granulometria inferior a 40 mm) que será enviada por tapete transportador coberto para o pavilhão de estabilização/transferência;
- Fracção rolante – esta fracção será armazenada temporariamente em contentor para processamento na unidade de triagem;
- Fracção plana – esta fracção será armazenada temporariamente em contentor para processamento na unidade de triagem;
- Antes do armazenamento temporário da fracção rolante e plana, surge na linha a colocação de Separador Electromagnético para retirada de materiais ferrosos.
- A localização da banda electromagnética será paralela ao tapete transportador materiais, pretendendo-se a sua implantação no local de transição entre tapetes (queda), potenciando um incremento do material a separar. Os metais ferrosos são em seguida prensados.



As unidades de TMS irão permitir, no mínimo, a recuperação dos materiais identificados em seguida:

- Resíduos biodegradáveis;
- Aço; Vidro;
- Materiais volumosos, nomeadamente mas de forma não exaustiva, mobiliário em geral, REEE, madeira e filme plástico de dimensão superior a A3;
- Mistura de resíduos de tipologia rolante, constituída de forma não exaustiva por PET, PET óleo, PEAD e plásticos mistos;
- Mistura de resíduos de tipologia plana, constituída de forma não exaustiva por ECAL, filme plástico e plásticos mistos;

Aborda-se em seguida uma comparação sucinta do custo por tonelada tratada com a solução com TMS, e o custo por tonelada da solução com aterros.

3. Análise comparativa

Os resultados e conclusões do Estudo de Viabilidade Técnica, Económica e Financeira (EVEF) efectuado para a RESINORTE, assentaram num conjunto de pressupostos e indicadores de índole técnica, económica e administrativa, (custos unitários, consumos específicos, taxas bancárias, montantes de investimento, etc.) que traduzem a melhor estimativa e conhecimento das empresas envolvidas, à data.

Os pressupostos base assentaram na criação de uma nova concessão com início em 2010 e término em 2039, que deixam de existir limites concelhios no universo geográfico em causa e que as sinergias que advêm da integração resultam das alterações nos processos, na transferência de resíduos, nas possíveis reduções de investimento, no reenquadramento ao nível dos Recursos Humanos, etc. Na análise comparativa das soluções teve-se em consideração;

- **Investimentos**
  - Investimentos Base no sistema, ou sejam investimentos de raiz, correntes, de desenvolvimento ou de modernização, e,
  - Investimentos de Substituição, entendidos como aqueles necessários à manutenção do sistema, e nos termos do clausulado usual dos Contratos de Concessão.
- **Quantidades Tratados nas TMS e depositadas em Aterro**
  Para a avaliação dos custos e proveitos consideraram-se;
- **Custos**
  - **Variáveis -** Os consumos de processo (electricidade, gasóleo, reagentes, material estruturante, água, produção de efluentes, outros consumos e conservação e reparação) considerados como custos variáveis em função das quantidades tratadas e valorizadas, foram calculados a partir de pressupostos de consumo unitário (por norma por tonelada de resíduo) e de preços unitários como pressupostos de base dos EVEF das empresas, os quais encerram o conhecimento histórico da actividade desenvolvida. Foram consideradas as adaptações e redimensionamento das estruturas das actuais empresas face à integração e respectivo impacto nos custos.
  - **Custos Fixos –** São outros custos de exploração necessários ao desenvolvimento da actividade mas com um carácter de custo fixo, sejam eles de carácter contratual ou não (por exemplo, seguros, custos regulatórios, monitorizações, outros trabalhos especializados, vigilância, segurança, etc..) e, estimaram-se a partir do histórico das empresas.
  - **Pessoal -** Os custos com pessoal foram calculados, tendo em conta a massa salarial do quadro de pessoal por unidade de tratamento. Para a composição dos encargos com pessoal, consideraram-se os valores da grelha salarial das empresas multimunicipais, bem como os percentuais de outros encargos para as diferentes categorias profissionais, nomeadamente no que respeita a subsídios, encargos com a segurança social, seguros de vida e de acidentes de trabalho, entre outros.
  - **Amortizações -** foi utilizada a política de amortizações há data em vigor no Grupo AdP, isto é a DC4.
  - **Outros Custos -** Os custos financeiros são os que provêem do recurso do SMM à banca para fazer face às suas necessidades de financiamento.

- **Proveitos**

  Para o cálculo dos Proveitos extra tarifários, dependentes das quantidades de RSU tratados e valorizados, foram consideradas para cada uma das unidades os pressupostos de produção e consequentemente, as quantidades de materiais a retomar pela SPV.

Neste enquadramento, a análise comparativa que se efectuou teve como suporte;

- Determinação do custo por tonelada de resíduo depositado em aterro;

  Com base no histórico e nos indicadores económico-financeiros da actividade das empresas multimunicipais que passaram a integrar a RESINORTE bem como de sistemas multimunicipais do grupo, o custo por tonelada depositada em aterro que se encontra vem de;

ATERROS	
Custo por Tonelada depositado (€)	**8,14**

- Determinação do custo por tonelada de resíduo tratado nas unidades de Tratamento Mecânico Simples (sem tratamento biológico) a implantar em Boticas e Vila Real;

  Com base nos indicadores económico-financeiros das centrais de Compostagem da VALNOR e AMARSUL (Setúbal), e, no funcionamento da linha de processo pretendido para a TM simples elaborou-se o quadro que se apresenta em seguida.

TM simples (sem tratamento biológico)	
RSU para Tratamento (ton)	88.244
Investimento (€)	3.000.000
Amortizações (€)	150.000
Exploração (€)	792.000
Custo (€/ton)	**10,67**

- Os refugos da Compostagem de Riba d'Ave regressam na respectiva relação percentual para deposição nos aterros de Boticas e Vila Real.

  Acresce ao valor encontrado o custo de deposição em aterro dos refugos das TM simples em cerca de 15 % dos RSU entrados, ou seja, de 1,22 €/ton.

- Para os recicláveis a encaminhar para a SPV utilizou-se um valor de contrapartida de 275 €/ton.

Proveitos	
Recicláveis (3% dos RSU entrados)	2.647,32
Proveitos (€)	728.013,0
Proveitos - €/ton	**8,25**

- Em unidade própria ou outra que no âmbito da estratégia nacional, o CDR produzido na TMSimples será objecto de Valorização Energética;

- Os RUB´s retirados das TMS são encaminhados para tratamento biológico nos bio-reactores da unidade de Compostagem de Riba d'Ave.

Em síntese, a análise comparativa para a situação e condições associadas às instalações e infra-estruturas da RESINORTE dentro do modelo técnico definido para a área envolvida, resulta nos seguintes valores;

Análise comparativa	
Aterro - Custo por Tonelada depositado (€)	**8,14**
TM simples - Custo (€/ton)	**10,67**
Rejeitados em aterro –15 % dos RSU	1,22
Proveitos – €/ ton (*)	- 8,25
Custo líquido (€/ton)	**(10,67 + 1,22) - 8,25 = 3,64**

Evidentemente que acrescem ainda as vantagens não contabilizadas de;

- Desvio de matéria biodegradável de aterro,
- Valorização energética do CDR,
- Optimização do volume de aterro,
- Menores caudais para tratamento de lixiviados,
- Redução directa e indirecta de emissões de CO_2 e de outros GEE, e,
- Produção de composto.

Contudo importa ressalvar que os valores obtidos se reportam às condições específicas do modelo de intervenção da RESINORTE, devendo acautelar-se a extrapolação destes dados.

4. CONCLUSÕES

O paradigma da gestão de resíduos que a RESINORTE, S.A entendeu assumir, está suportado em 3 pilares da Sustentabilidade, ou sejam, na vertente ambiental, social e económico-financeira, e, subsidiariamente a estes princípios, no cumprimento estrito da legislação nacional e comunitária aplicável. Dos dois cenários equacionados, um suportado no funcionamento dos aterros existentes, a ampliar ou a construir de novo, e outro suportado na partilha da Central de Riba d´Ave com duas unidades de Tratamento Mecânico Simples a implantar em Boticas e Vila Real, constata-se que o cenário II contempla vantagens significativas quer em termos ambientais quer de cariz económico, contribuindo fortemente para auxiliar o cumprimento das metas do PERSU II.

Com efeito a utilização do TM Simples como um eixo de optimização e valorização dos RSU provenientes da recolha indiferenciada, apresenta vantagens em termos do desvio de matéria biodegradável, CDR e embalagens recicláveis, optimização do volume de aterro, menores caudais para tratamento de lixiviados e uma redução directa e indirecta de emissões de CO_2 e de outros GEE, bem como uma maior rentabilização da gestão dos resíduos com repercussão positiva no valor da tarifa a suportar pelo cidadão, resultante das sinergias ganhas e da economia de escala gerada dentro de um universo de intervenção muito alargado.

QUALIDADE DA ÁGUA EM SISTEMAS DE ADUÇÃO DE ÁGUA

SAA do Alto Rabagão

Carla SILVA[(1)]; Inês GONÇALVES[(2)]

Palavras Chave: modelação hidráulica e de qualidade da água

1 INTRODUÇÃO

Este estudo teve por objectivo a avaliação da cinética de decaimento de cloro nos sistemas de adução de água, integrados na concessão da ATMAD, entre eles o SAA do Alto Rabagão, com recurso ao programa WaterCad.

Pretendeu-se com o estudo efectuado, estabelecer cenários de operação do cloro, verificando a variação da concentração de cloro ao longo das redes de adução, e a definição dos melhores locais para recloragem dos sistemas de forma a garantir nos pontos de entrega as concentrações regulamentares de cloro residual (**entre 0,2 mg/l a 0,6 mg/l**).

Assim, procurou-se estabelecer um modelo cinético de decaimento do cloro no seio da água, que traduzisse da melhor forma possível o funcionamento do sistema, tendo-se adoptado a seguinte metodologia:

- Compilação de elementos cadastrais do sistema e settings de funcionamento dos equipamentos;
- Compilação dos registos de caudais e níveis para os períodos de Verão e Inverno (sistema de telegestão);
- Construção do modelo computacional de simulação hidráulica e calibração do mesmo com base nos registos da telegestão;
- Compilação e análise do histórico de amostragem de cloro residual e outros parâmetros de qualidade da água;
- Ensaios do decaimento de cloro na água tratada;

(1) Engª Civil, AQUALOGUS – Engenharia e Ambiente, Lda., Rua da Tóbis Portuguesa, nº 8 – Escritório 3, 1750-292 Lisboa, csilva@aqualogus.pt, 217520190
(2) Engª Ambiente, AQUALOGUS – Engenharia e Ambiente, Lda., Rua da Tóbis Portuguesa, nº 8 – Escritório 3, 1750-292 Lisboa, geral@aqualogus.pt, 217520190

- Construção e calibração do modelo de simulação do decaimento do cloro com base no histórico de registos;
- Construção do modelo de simulação hidráulica e de decaimento de cloro, para a situação de horizonte de projecto;
- Avaliação das concentrações regulamentares de cloro residual e identificação das zonas em incumprimento;
- Definição dos locais para instalação dos postos de recloragem.

2 DADOS DE BASE RECOLHIDOS

Como ponto de partida, é fundamental caracterizar o sistema de adução de forma a que as calibrações se afigurem fiáveis ao que encontramos na realidade, permitindo prever as modificações, corrigir os problemas e melhorar as condições em que se desenvolve todo este processo.

O cumprimento dos objectivos pretendidos com a realização deste Estudo dependeu largamente do conhecimento do funcionamento do sistema existente, pelo que foi atribuída particular atenção à recolha dos dados de base, junto da ATMAD, e análise dos mesmos, nomeadamente:

- Características dos componentes dos sistemas, tais como condutas, reservatórios, válvulas e bombas, incluindo a referenciação de coordenadas e cotas dos nós que os definem, e o traçado da rede daí resultante.

  Estes dados foram recolhidos em diferentes formatos, desde desenhos em formato Auto-CAD (telas finais) até ficheiros Excel, relativos às propriedades dos elementos do subsistema em causa.

- Consumos e caudais.

  Os consumos utilizados foram fornecidos em termos médios mensais, para o ano de 2009 (Janeiro a Outubro), e foi também fornecida a informação diária horária dos mesmos, relativamente aos meses de Julho e Outubro.

- Dados sobre o funcionamento operacional dos sistemas;
- Dados sobre a qualidade da água à saída da ETA e nos pontos de entrega.

  Os valores de cloro utilizados como referência na rede foram os indicados pela ATMAD, nomeadamente, os relativos às dosagens médias de cloro na etapa de desinfecção final na ETA do Alto Rabagão; e os valores relativos ao controle de qualidade da água efectuado por ponto de entrega servido.

Foram também realizadas visitas técnicas para validação dos elementos recolhidos, esclarecimento de dúvidas que surgiram na sequência da compilação da informação e

recolha de amostras de água nas ETA's para análise laboratorial do decaimento do cloro no seio da água.

3 CARACTERIZAÇÃO GENÉRICA DO SAA DO ALTO RABAGÃO

3.1 Descrição do subsistema

Este sistema serve três Concelhos – Montalegre, Boticas e Chaves – sendo que, em termos de designação e terminologia utilizada, o Concelho de Chaves é por sua vez subdividido, na zona de Curalha, em Chaves Norte e Chaves Sul.

O sistema de abastecimento de água do Alto Rabagão tem a sua origem na ETA do Alto Rabagão, localizada junto da Albufeira do Alto Rabagão.

A água tratada na ETA é elevada para o reservatório de Viade (R2), que abastece graviticamente o ramal principal da conduta adutora, que forma a espinha dorsal de todo o sistema e atravessa os três Concelhos.

Nos Concelhos de Montalegre e Boticas, este ramal principal, desenvolve-se maioritariamente, ao longo da plataforma de via da Estrada Nacional EN - 103. Deste ramal partem vários ramais de distribuição, que vão alimentando os reservatórios existentes em várias freguesias, servindo um total de 40 pontos de entrega (Quadro 3.1).

Actualmente apenas se encontra em funcionamento o abastecimento ao Concelho de Chaves, ramais de Chaves Sul e Chaves Norte, a partir do nó da Curalha, que servem um total de 16 pontos de entrega.

O sistema desenvolve-se numa extensão de cerca de 130 km e foi construído em FFD com diâmetros que variam entre os 500 mm e 60 mm e pressões nominais entre 10 e 40 bar. Ao longo da conduta encontram-se localizadas, nos pontos baixos, caixas de visita contendo válvulas de descarga e/ou válvulas de seccionamento e descarga; e, nos pontos altos, ventosas de triplo efeito.

Basicamente todo o sistema funciona de forma gravítica à excepção dos troços localizados entre:

1. ETA e reservatório de Viade (R2)
2. Reservatório de Medeiros (R4) e Reservatório de Montalegre (R5)
3. Ponto de entrega de Vila Verde de Raia e PE de Santo António de Monforte.

São ainda parte integrante deste sistema as infra-estruturas descritas nos quadros seguintes.

Quadro 3.1 - SAA do Alto Rabagão. Pontos de entrega.

Sistema	Subsistema		Pontos de Entrega		Estado	Tipo	Q projecto (l/s)	Caudal fornecido em 2009	
								(m^3/dia)	(l/s)
Alto Tâmega	Alto Rabagão (Origem - ETA do Alto Rabagão)	Ramal de Montalegre		Sudoeste	Fora de Serviço	Tipo 2	11,18	-	-
				Parafita	Fora de Serviço	Tipo 2	0,26	-	-
			PE12	Reservatório de Penedones	Funcionamento	Tipo 2	0,12	8,10	2,25
			PE08	Reservatorio de Travassos	Fora de Serviço	Tipo 2	0,14	-	-
				Castanheira das Chãs	Fora de Serviço	Tipo 2	0,13	-	-
			PE_R4	Reservatório de Medeiros (R4)	Fora de Serviço	Tipo 2	0,64	-	-
			PE_R5	Reservatório de Montalegre (R5)	Fora de Serviço	Tipo 2	12,85	-	-
			PE03	Reservatório de Aldeia Nova do Barroso	Fora de Serviço	Tipo 2	0,25	-	-
				Gralhós	Fora de Serviço	Tipo 2	0,33	-	-
				Barracão	Fora de Serviço	Tipo 2	0,49	-	-
				Cortiço	Fora de Serviço	Tipo 2	0,22	-	-
				Reservatório Vilarinho dos Arcos	Fora de Serviço	Tipo 2	0,32	-	-
			PE06	Reservatório de Cervos	Funcionamento	Tipo 2	0,11	7,30	2,03
		Ramal de Boticas	PE14	Beça	Fora de Serviço	Tipo 2	0,38	-	-
				Quintas	Fora de Serviço	Tipo 2	0,45	-	-
				Candão	Fora de Serviço	Tipo 2	3,63	-	-
				Vilar	Fora de Serviço	Tipo 2	1,92	-	-

Quadro 3.1 - SAA do Alto Rabagão. Pontos de entrega.

Sistema	Subsistema		Pontos de Entrega		Estado	Tipo	Q projecto (l/s)	Caudal fornecido em 2009	
								(m^3/dia)	(l/s)
			PE13	Carvalhelhos	Fora de Serviço	Tipo 2	0,56	-	-
			PE_R7	Boticas	Fora de Serviço	Tipo 2	3,15	-	-
			PE07	Ventozelos	Fora de Serviço	Tipo 2	0,74	-	-
			PE11	Sapiãos	Fora de Serviço	Tipo 2	0,75	-	-
			PE10	Bobadela	Fora de Serviço	Tipo 2	0,49	-	-
			PE09	Sapelos	Fora de Serviço	Tipo 2	0,32	-	-
		Ramal de Chaves Norte		Rebordando	Fora de Serviço	Tipo 2	2,06	-	-
				Pastoria	Fora de Serviço	Tipo 2	0,71	-	-
			PE21	Curalha	Funcionamento	Tipo 2	1,50	40,33	0,47
			PE_R6A	Vale da Anta (Cando)	Funcionamento	Tipo 2	56,96	422,14	4,89
			PE22	Abobeleira	Funcionamento	Tipo 2	19,57	94,86	1,10
			PE04	Reservatório de Mãe de Água	Funcionamento	Tipo 3	32,23	3485,41	40,34
			PE_R6B	Reservatório de Chaves	Funcionamento	Tipo 2	29,42	2961,34	34,27
			PE02	Zona Industrial de Chaves	Funcionamento	Tipo 1	22,00	46,78	0,54
			PE01	Reservatório de Vila Verde da Raia	Funcionamento	Tipo 2	11,28	680,81	7,88
			PE05	Reservatório de Santo António de Monforte	Funcionamento	Tipo 2	1,65	76,16	0,88
		Ramal	PE20	Vila Nova de Veiga	Funcionamento	Tipo 2	8,86	105,38	1,22

Quadro 3.1 - SAA do Alto Rabagão. Pontos de entrega.

Sistema	Subsistema		Pontos de Entrega		Estado	Tipo	Q projecto (l/s)	Caudal fornecido em 2009	
								(m^3/dia)	(l/s)
		Chaves Sul	PE19	Vilela do Tâmega	Funcionamento	Tipo 2	1,08	14,43	0,17
			PE18	Vilarinho das Paranheiras	Funcionamento	Tipo 2	0,57	21,85	0,25
			PE15	Arcossó	Funcionamento	Tipo 2	1,25	86,30	1,00
			PE17	Vidago	Funcionamento	Tipo 2	8,72	543,26	6,29
				Selhariz	Fora de Serviço	Tipo 2	0,59	-	-
			PE16	Loivos	Funcionamento	Tipo 2	2,27	37,64	0,44

Notas:

Ponto de entrega Tipo 1 - Medidor de Caudal

Ponto de entrega Tipo 2 - Medidor de Caudal + válvula limitadora de caudal

Ponto de entrega Tipo 3 - Medidor de Caudal + válvula limitadora de caudal + redutor de pressão

Quadro 3.2 - SAA do Alto Rabagão. Reservatórios.

Sistema	Subsistema		Reservatórios	Volume (m3)	Estado	Equipamento	N.º de Células	Dimensões (m)	Forma	Cota Soleira (m)	Nível Máximo (m)	Nível Mínimo (m)	Tipo	Postos de cloragem	Dosagem de cloro (mg/l)
Alto Tâmega	Alto Rabagão	Ramal de Montalegre	R1 - ETA do Alto Rabagão	4000	Funcionamento	Válvula de Regulação hidráulica	2	19,6 x 19,6	R	869,73	874,68	870,98	Enterrado	não	-
			R2 - Viade de Baixo	3200	Funcionamento	Válvula de Regulação hidráulica	2	10	C	977,51	982,51	978,76	Apoiado	não	-
			R4 - Medeiros	100	Fora de Serviço	Válvula de Regulação hidráulica	1	7,2	C	915,80	919,50	916,10	Apoiado	não	-
			R5 - Montalegre	2000	Fora Serviço	Válvula de Regulação hidráulica	2	18,3	C	1075,60	1080,30	1077,00	Apoiado	não	-
		Ramal de Boticas	R7 - Boticas	500	Fora Serviço	Válvula de Regulação hidráulica	1	15,2	C	683,40	686,90	684,28	Apoiado	não	-
		Ramal de Chaves Norte	R6A - Vale de Anta (Cando)	2500	Funcionamento	Válvula de Regulação hidráulica	2	18,3	C	477,10	481,90	478,60	Apoiado	não	-
			R6B - Chaves	2500	Funcionamento	Válvula de Regulação hidráulica	2	18,8	C	458,00	462,80	459,50	Apoiado	não	-
			RE - Zona Industrial	500	Funcionamento	Válvula de Regulação hidráulica	2	12,2	C	440,30	443,80	441,18	Apoiado	não	-

Quadro 3.3 - SAA do Alto Rabagão. Estações Elevatórias.

Subsistema		Identificação da EE	Estado	Caudal (l/s)		Altura manométrica (m)	Grupos electrobomba (n.º)
				Máx.	Mín.		
Alto Rabagão	Ramal de Montalegre	EE Alto Rabagão (ETA)	Funcionamento	115	-	117	2+1
		EE4 - Medeiros (Montalegre)	Fora Serviço	12,85	-	112,3 a 175,6	1+1
	Ramal de Chaves Norte	EE3 - Vila Verde da Raia	Funcionamento	11,30	7,65	89,7 a 153,7	1+1

Quadro 3.4 - SAA do Alto Rabagão. Válvulas Redutoras de Pressão.

Subsistema	Identificação da VRP	Estado	Diâmetro (mm)	Pressão máxima montante (m)	Pressão mínima montante (m)	Pressão a Jusante (m)	Qmáx (l/s)
Alto Rabagão	VRP RP1	Funcionamento	400	245	138	125	183
	VRP RP2	Funcionamento	400	226	218	106	181
	VRP RP3	Funcionamento	400	169	139	49	170
	VRP RP4	Fora de Serviço	80	175	75	62	3
	PE de Mãe de Água	Fora de Serviço	125	40	-	16	32,23
				16	-	6	

Quadro 3.5 - SAA do Alto Rabagão. Válvulas motorizadas.

Subsistema	Identificação da Válvula motorizada	Diâmetro (mm)
Alto Rabagão	**Vm1**	VS100
	Vm2	VS100
	Vm3	VS100
	Vm4	VS80
	Vm5	VS100
	Vm6	VS100
	Vm7	VS80
	Vm8	VS80
	Vm9	VS80
	Vm10	VS100
	Vm11	VS80

3.2 Sistema de tratamento de água existente

A Estação de Tratamento de Água do Alto Rabagão é composta por uma captação de água superficial, um reservatório de água bruta, uma unidade de tratamento, um reservatório de água tratada, uma estação elevatória de água tratada e uma unidade de tratamento de lamas.

O processo de tratamento é composto pelas seguintes etapas:

- Remineralização com CO_2;
- Pré oxidação com Ozono;
- Coagulação/Floculação, com adição de leite de cal e WAC-AB;
- Adsorção em carvão activado;
- Decantação;
- Filtração;
- Correcção final de pH com água de cal; e,
- Desinfecção final com cloro líquido.

Em termos de qualidade da água, trata-se de uma água de boa qualidade, cumprindo os valores paramétricos definidos na legislação.

3.3 Análise da amostragem de cloro residual e de qualidade da água

Neste sistema apenas existe injecção de cloro, na etapa de desinfecção final, a montante do reservatório de água tratada. Ao longo do sistema não existem estações de recloragem.

Relativamente ao comportamento do cloro, verifica-se usualmente um aumento do consumo do mesmo nas alturas em que as temperaturas são mais elevadas (Verão). Em termos médios as dosagens de cloro variam entre 1,59 mg/l no Inverno e 2,07 mg/l no Verão.

De acordo com informações da ATMAD, o decaimento do cloro ao longo da rede é lento.

Da observação dos boletins de análise de controlo da qualidade da água fornecida por Ponto de Entrega, observou-se que:

- O residual de cloro diminui significativamente do Inverno para o Verão (Maio a Agosto);
- Verifica-se um decaimento médio de 0,74 mg/l de cloro residual entre a saída da ETA e o ponto de entrega mais distante de cada um dos ramais.
- No ramal Chaves Sul, verificam-se incumprimentos do residual de cloro, nos meses de Verão, com valores inferiores a 0,2 mg/l, em três dos seis pontos de entrega servidos (Vilela do Tâmega, Vilarinho das Paranheiras e Loivos).

- Pontualmente verificam-se incumprimentos do valor mínimo do residual de cloro, nos meses de Inverno, nos pontos de entrega de Vilela do Tâmega e Loivos.
- No caso do Ramal Chaves Norte, os incumprimentos apenas são observados em dois dos oito pontos de entrega servidos, e localizam-se na extremidade mais a Norte do ramal (PE de Reservatório de Vila Verde da Raia e PE de Reservatório de Santo António de Monforte).
- Observa-se também que, principalmente em Janeiro e Fevereiro, o valor de cloro residual é superior à concentração de 0,6 mg/l, nomeadamente nos pontos de entrega que servem o ramal Norte (Curalha, Cando, Abobeleira, Mãe de Água e Chaves), mas também nalguns pontos do ramal Sul (Vila Nova de Veiga, Vilarinho das Paranheiras, Arcossó e Vidago).

Relativamente aos restantes parâmetros de qualidade da água, não se observam incumprimentos em nenhum dos pontos de entrega servidos.

4 MODELAÇÃO HIDRÁULICA

4.1 Considerações Gerais

Esta etapa do estudo destinou-se à obtenção de um conhecimento do sistema adutor, das condições operacionais e dos principais percursos de caudal.

Deste modo, foram preparados os modelos de simulação hidráulica dinâmicos, com base nas características do sistema, comprimentos, diâmetros e materiais das condutas, cotas topográficas e consumos de referência nos nós e suas ligações.

A caracterização física do sistema corresponde na íntegra aos dados fornecidos, que descrevem o sistema de adução em análise. Alguns destes dados foram alterados no decorrer da caracterização do sistema por se terem detectado algumas diferenças nas visitas efectuadas ao terreno.

4.2 Passos de utilização do WaterCAD

Na modelação do SAA do Alto Rabagão com recurso ao programa WaterCAD utilizaram-se os seguintes passos:

1. Importação de uma descrição-base do sistema a partir de um ficheiro de texto;
2. Edição das propriedades dos objectos que constituem o sistema, definindo as suas características;
3. Descrição das condições de operacionalidade do sistema;
4. Selecção do conjunto de opções de simulação;
5. Execução da simulação hidráulica;

6. Visualização dos resultados da simulação;
7. Realização da calibração hidráulica.

4.3 Situação Actual

Como ponto de partida, por forma a simular o comportamento do sistema existente, com base nos dados de exploração recolhidos, desenvolveu-se o modelo para a situação actual, carregando os dados de exploração fornecidos, designadamente, caudais e pressões por ponto de entrega.

O modelo foi desenvolvido para simulação em período alargado, para os padrões de consumos fornecidos pelos dados da telegestão (SCADA).

Refira-se ainda que o reservatório de água tratada da ETA do Alto Rabagão foi considerado como o ponto inicial deste subsistema.

Na simulação hidráulica realizada pelo WaterCAD, são calculadas as cargas hidráulicas e os caudais de escoamento nas tubagens, a cada passo de cálculo. Os níveis de água nos reservatórios e os consumos nos nós são actualizados, de acordo com os padrões temporais que lhes estão associados.

Executada a simulação, procedeu-se à comparação dos resultados obtidos com os dados de exploração fornecidos, o que permitiu proceder a ajustes no modelo de forma a calibrá-lo, aproximando o comportamento previsto pelo modelo do comportamento verificado na realidade.

Após concluído o processo de calibração, observa-se que a água demora aproximadamente entre 42 horas a 46 horas a chegar aos pontos de entrega extremos do sistema (respectivamente, Loivos e Santo António de Monforte).

4.4 Situação Futura

Estando o modelo calibrado para a situação actual, procedeu-se à construção do cenário para o horizonte de projecto, utilizando-se neste caso, os caudais de projecto fornecidos, excepto nos casos em que se observou que os caudais médios actualmente fornecidos eram superiores aos caudais previstos para o horizonte de projecto. Nesses casos (Penedones, Cervos, Mãe de Água e Chaves), utilizaram-se os caudais médios actualmente fornecidos.

Os padrões de consumo considerados para a situação futura foram extrapolados a partir dos dados de consumos extraídos do SCADA relativos à situação actual, e a sua definição assentou nos seguintes pressupostos:

- Foram definidos padrões de consumo diferenciados consoante os pontos de entrega apresentem consumos base reduzidos (inferiores a 1,0 l/s), médios (entre 1,0 l/s e 10 l/s) ou elevados (superiores a 10,0 l/s);

- Para cada um dos casos acima indicados, a definição do padrão de consumo teve por base os dados do SCADA relativos a um ponto de entrega com características de consumo actuais semelhantes (designadamente, o ponto de entrega da Curalha como representativo de um ponto de entrega com consumo reduzido, o ponto de entrega de Vila Verde de Raia como representativo de um ponto de entrega com consumo médio e o ponto de entrega de Mãe de Água como representativo de um ponto de entrega com consumo elevado);
- Registos diários que apresentavam patamares de consumo fixos ao longo de várias horas foram desprezados. Por essa razão, tiveram-se em consideração apenas os registos compreendidos no intervalo de tempo entre 18-07-2009 e 31-07-2009;
- Os padrões de consumo foram obtidos com base nos valores médios das leituras efectuadas durante o período considerado, divididos pela respectiva média diária.

Com base nos resultados obtidos no modelo, observa-se que a água demora aproximadamente 24 horas a chegar aos pontos de entrega extremos do sistema (Loivos e Santo António de Monforte).

5 MODELAÇÃO DE QUALIDADE

5.1 Considerações gerais

A simulação do decaimento do cloro foi feita a partir do conhecimento das trajectórias de escoamento nos sistemas de abastecimento e das constantes de reacção relativas ao decaimento do cloro da água distribuída, no seio da água (kb), e nas paredes (kw). O valor de kb foi obtido através dos ensaios efectuados em garrafa e o valor de kw foi estimado tendo por base a calibração dos modelos para a situação actual e tendo em atenção a bibliografia da especialidade.

Como ponto de partida, foi também efectuada, uma análise do registo histórico de amostragem de cloro residual e outras características relevantes da água, de forma a se obter um primeiro levantamento das variáveis a ter em conta no modelo de simulação do decaimento de cloro, e posteriormente na selecção dos pontos de recloragem.

O simulador de qualidade da água do WaterCAD utiliza o método lagrangeano (acompanha-se o movimento do volume de controlo ao longo da rede e analisam-se as mudanças que vão ocorrendo) para seguir o destino de parcelas discretas de água (modeladas como segmentos), à medida que estas se deslocam nas tubagens e se misturam nos nós, entre passos de cálculo com comprimento fixo.

Para o valor de kw, que pode variar ente 0 e 1,5 m/dia, e uma vez que toda a rede é do mesmo material (FFD) fizeram-se várias simulações até se encontrar um valor que aproximasse os resultados da simulação o mais possível dos medidos nos vários pontos de entrega.

Assim, procedeu-se à simulação nas seguintes condições:

- Foi adoptada uma cinética de decaimento no seio da água de primeira ordem, tendo-se considerado a constante cinética obtida no ensaio, k_b = 0,016 dia^{-1};
- Considerou-se a simulação em período alargado;
- O reservatório de água tratada da ETA foi considerado como o ponto inicial deste subsistema, sendo um ponto de origem de qualidade, tendo-se adoptado um valor médio de 1,0 mg Cl_2/l.

5.2 Situação actual

Foi efectuada a simulação da qualidade da água para a situação actual, de forma a verificar a calibração do modelo, por comparação com os resultados dos boletins de análise de qualidade da água disponíveis, definindo em cada ponto de entrega os valores máximos, médios e mínimos observados.

O valor considerado para o decaimento nas paredes foi de 0,0190 m/dia.

Para a situação actual, os pontos extremos da rede (PE de Santo António de Monforte, Zona Industrial e PE de Loivos) são os que apresentam concentrações de cloro mais baixas, inferiores ou próximas de 0,2 mg/l.

Nos restantes pontos de entrega as concentrações de cloro são mais elevadas, atingindo-se na maioria deles valores superiores a 0,6 mg/l, principalmente no PE de Penedones, Vila Nova de Veiga, Curalha, Abobeleira e Mãe de Água.

Em função destes resultados constatou-se que seria conveniente ajustar a concentração à saída da ETA para valores que permitissem cumprir o valor máximo de 0,6 mg/l de cloro nos pontos de entrega mais próximos da ETA. Fizeram-se várias simulações variando esta concentração e chegou-se à conclusão que para uma concentração de cloro à saída da ETA de 0,7 mg/l, consegue-se cumprir o objectivo pretendido. Contudo, esta variação leva a que nos pontos de entrega de Santo António de Monforte, Vilela do Tâmega e Loivos o limite mínimo de 0,2 mg/l não seja francamente cumprido.

Em função disto, considerou-se conveniente reclorar pelo menos em dois pontos do sistema: a montante do PE da Zona Industrial e Santo António de Monforte e a montante do PE de Vilela do Tâmega e Loivos.

Para este cenário, considerando 0,7 mg/l à saída da ETA, fizeram-se várias simulações variando a concentração nos postos de recloragem, de forma a se obter em todos os pontos de entrega um residual de cloro entre 0,2 mg/l e 0,6 mg/.

As simulações efectuadas, permitiram-nos concluir que:

- A dosagem de cloro na ETA deverá ser de 0,7 mg/l;

- No posto de recloragem no Nó que serve o PE da Zona industrial e os pontos de entrega de Vila Verde de Raia e Santo António de Monforte deverá ser injectada uma concentração de cloro aproximada de 0,3 mg/l;

- No posto de recloragem que serve no Nó que serve o PE de Vilela do Tâmega, e os pontos de entrega de Vilarinho das Paranheiras, Arcossó, Vidago e Loivos, deverá ser injectada uma concentração de cloro aproximada de 0,3 mg/l.

5.3 Situação Futura

Foi efectuada a simulação da qualidade da água para o horizonte de projecto, tendo por base as conclusões obtidas na simulação para a situação actual, admitindo-se:

- Uma cinética de decaimento no seio da água de primeira ordem, tendo-se considerado a constante cinética obtida no ensaio, kb = 0,016 dia-1;

- Uma cinética de decaimento nas paredes de primeira ordem, tendo-se considerado a constante cinética obtida na calibração da qualidade da água para a situação actual, kw = 0,0190 m/dia;

- Simulação em período alargado;

- O reservatório de água tratada da ETA foi considerado como o ponto inicial deste subsistema, sendo um ponto de origem de qualidade, tendo-se adoptado um valor médio de 0,7 mg Cl2/l.

Para a simulação no Horizonte de Projecto considerou-se que já se encontram em funcionamento todos os pontos de entrega a servir. Tal situação teve como consequência uma maior velocidade da água no sistema e menores tempos de percurso. Face a essa situação, observa-se que nos pontos de entrega do ramal de Montalegre, até ao ponto de entrega de Cortiço, aproximadamente, a concentração de cloro residual será superior à observada na situação actual. Deste modo, nesses pontos de entrega as concentrações observadas serão superiores a 0,6 mg Cl_2/l. Também nos pontos a jusante das estações de recloragem o residual de cloro ultrapassa o valor máximo desejável.

Em face destes resultados, realizaram-se várias simulações para valores de concentração de cloro à saída da ETA inferiores a 0,7 mg/l, tendo-se se chegado à conclusão que o valor que permitia cumprir, em todos os pontos de entrega, o intervalo entre 0,2 mg Cl_2/l e 0,6 mg Cl_2/l, é o de 0,6 mg Cl_2/l.

Com esta concentração à saída da ETA, a concentração de cloro residual nos pontos de entrega localizados a jusante da estação de recloragem do Nó de Vilela do Tâmega cumpre os valores mínimo e máximo estabelecidos. O mesmo não acontece nos pontos de entrega da Zona Industrial e de Vila Verde do Raia, em que se obtêm valores superiores a 0,6 mg/l.

Surgiu assim, a necessidade de se ajustar a dosagem de cloro na estação de recloragem do Nó da Zona Industrial, baixando-se para 0,2 mg Cl_2/l.

Para o ponto de entrega da Bobadela, dadas as respectivas condições de escoamento (baixo caudal para um diâmetro elevado, o que implica grandes tempos de retenção na conduta adutora), não se consegue garantir um residual de cloro regulamentar no mesmo. Optou-se assim, por instalar uma estação de recloragem directamente no ponto de entrega, com uma dosagem de 0,3 mg/l, cumprindo-se assim o objectivo pretendido.

6 DEFINIÇÃO DOS PONTOS DE RECLORAGEM

A modelação efectuada teve como objectivo principal a definição da localização das estações de recloragem. A escolha dos locais para instalação dos postos de cloragem assentou na seguinte metodologia:

- Comparação das simulações para a situação actual e para o horizonte de projecto;
- Identificação dos nós com valores inferiores ao valor mínimo recomendado (0,2 mg/l);
- Identificação dos nós com valores superiores ao valor máximo recomendado (0,6 mg/l);
- Selecção dos pontos para instalação dos postos de cloragem;
- Modelação, considerando os postos de cloragem, e variando as dosagens de cloro, até se conseguir garantir em todos os pontos da rede as concentrações desejáveis.

Como se pode observar pelas simulações hidráulicas efectuadas, para sistemas de adução de dimensões consideráveis, em que a água viaja grandes distâncias e existe um número razoável de reservatórios (alguns de grande capacidade), os tempos de percurso são de uma ordem de grandeza claramente superior, atingindo vários dias até chegar aos extremos do sistema.

Este efeito é particularmente sentido nos anos iniciais de exploração, tanto por ocorrerem consumos nominais inferiores aos utilizados no dimensionamento do sistema, como pelo facto de o sistema não estar ainda a abastecer a totalidade dos seus pontos de entrega, o que se irá traduzir em velocidades de escoamento baixas e, consequentemente, em maiores tempos de percurso.

O teor de cloro residual da água tratada diminui gradualmente desde a estação de tratamento ou ponto de cloragem até à torneira do consumidor, devido às reacções que ocorrem quer no seio da água, quer na interface com as paredes dos componentes do sistema. O cloro residual presente na água liberta-se ainda para a atmosfera através da superfície livre em reservatórios e outros órgãos de armazenamento.

Qualquer dos efeitos é directamente dependente do tempo de percurso da água no interior do sistema e do tempo de residência nos reservatórios.

Assim, a ocorrência de tempos de percurso grandes inviabiliza a utilização de um único ponto de cloragem no sistema (ETA), pois na maioria dos casos não se conseguem obter, em todos os pontos de entrega, os valores de cloro dentro da gama recomendável (0,2 mg/l a 0,6 mg/l).

Nas simulações de qualidade da água efectuadas, a localização das estações de recloragem são necessárias nos mesmos locais, tanto para a situação actual como para o horizonte de projecto. Os ajustes necessários dizem respeito, em geral, ao ajuste da concentração a dosear, menor no horizonte de projecto do que situação actual.

Esta situação justifica-se pelo facto de, ao abastecer a totalidade dos pontos de entrega (aumentando os caudais a fornecer), a água demorar menos tempo a chegar ao seu destino. Por exemplo, para os pontos de entrega de Santo António de Monforte e Loivos, passa de cerca de 46 horas, na situação actual, para cerca de 24 horas, no horizonte de projecto.

Assim, preconizaram-se as Estações de recloragem definidas no Quadro seguinte, onde também se indicam as respectivas dosagens.

Quadro 6.1 - SAA do Alto Rabagão. Identificação dos Postos de Recloragem.

ID	Localização	Situação Actual (Dosagem Cloro em mg/l)	Horizonte de Projecto (Dosagem de Cloro em mg/l)
Recloragem 1	Nó Zona Industrial	0,3	0,2
Recloragem 2	Nó de Vilela do Tâmega	0,3	0,3
Recloragem 3	PE de Bobadela	-	0,3

Quantificação do impacto da agricultura na qualidade da água do Umbeluzi (Moçambique) usando modelos e imagens de satélite.

Pedro Chambel Leitão[1], Carina Almeida[1], Ramiro Neves[1], Pascale Cayrol[3], Gildo Timóteo[4], Henrique Coelho[2]

[1]Instituto Superior Técnico – Maretec

[4] Águas de Moçambique

[2]Hidromod

[3]Infoterra-France

e-mail: chambel.maretec@ist.utl.pt

Palavras chave: Bacia Hidrográfica, Reservatório, Moçambique, Modelo, SWAT, CeQualW2

Resumo

O uso de solo tem mudado significativamente na bacia do Umbeluzi, nestes últimos 30 anos. Um dos aspectos mais importantes desta mudança é o aumento de área de cana-de-açúcar, em especial na Suazilândia. Associada a esta alteração a qualidade da água tem diminuído. O decréscimo de qualidade de água nestes últimos anos tem sido associado ao aumento da exportação de nutrientes para as linhas de água nas áreas com cultura de cana-de-açúcar. Esta exportação de nutrientes aumenta quer pelo aumento da fertilização quer por aumento das mobilizações do solo. A água do Umbeluzi drena para a Barragem dos Pequenos Libombos (BPL) situada já em território Moçambicano afectando a sua qualidade. Presentemente o abastecimento de água a Maputo está dependente da qualidade de água deste reservatório.

Neste trabalho mostra-se a hidrologia ao nível da bacia hidrográfica bem como o seu impacto ao nível da exportação de nutrientes na bacia do Umbeluzi. Apresenta ainda resultados do acoplamento do modelo CeQualW2 e do modelo SWAT na bacia do Umbeluzi. Presentemente a falta de dados dificulta a completa validação da metodologia. Deste modo são ainda apresentados resultados da aplicação da mesma metodologia à Albufeira do Maranhão em Portugal, onde estão disponíveis muitas medidas. Os usos de solo apresentados para o Umbeluzi e para o Maranhão foram obtidos com base em imagens de satélite.

Palavras chave: Bacia Hidrográfica, Reservatório, Moçambique, Modelo, SWAT, CeQualW2

Introdução

O uso de solo tem mudado significativamente na bacia do Umbeluzi, nestes últimos 30 anos. Um dos aspectos mais importantes desta mudança é o aumento de área de cana-de-açúcar, em especial na Suazilândia. Associada a esta alteração a qualidade da água tem diminuído. Para estimar o real impacto das alterações de uso de solo na qualidade da água foi

implementado o modelo SWAT à bacia hidrográfica do Umbeluzi. O modelo SWAT é um modelo tridimensional com um passo temporal fixo de 1 dia que corre ao nível da bacia hidrográfica. O principal objectivo deste modelo é prever impactos de longo prazo de práticas agrícolas. A hidrologia do modelo é baseada na equação de balanço de água que inclui o run-off, a precipitação, a evapotranspiração, a infiltração e o escoamento lateral no perfil de solo. Os inputs deste modelo incluem precipitação, temperatura, humidade relativa, vento, radiação, topografia, tipo de solo, uso de solo e práticas agrícolas associadas Arnold & Fohrer (2005).

Esta aplicação foi feita pelo Instituto Superior Técnico no âmbito do projecto G-Mosaic financiado pela União Europeia, sendo a as Águas de Moçambique e a ARA-Sul os utilizadores oficiais dos resultados produzidos neste projecto. Numa primeira fase o modelo foi aplicado usando com uso de solo "Africover" da FAO, tendo sido produzidos mapas de exportação de nutrientes e de sedimentos. Estando neste momento a decorrer a validação. Neste projecto estão a ser produzidos três mapas de uso de solo com base em imagens de satélite landsat (1988, 2001 and 2009), sendo possível mostrar neste trabalho os mapas preliminares. Estes mapas mostram as mudanças de uso de solo, e serão directamente usadas como entrada de dados para o modelo.

Aplicações semelhantes já foram feitas no quadro das HARP-NUT guidelines para e estimativa de cargas de nutrientes e o seu impacto em reservatórios (Coelho & Chambel-Leitão, 2010) e do estuário (Chambel-Leitão, 2008; Yarrow & Chambel-Leitão, 2008; Chambel-Leitão, 2008; Yarrow & Chambel-Leitão, 2006). Todos estes trabalhos mostraram que existem grandes incertezas quanto às cargas pontuais de nutrientes, sendo as cargas difusas estimadas com o modelo SWAT. Mais ainda os trabalhos referidos permitiram concluir que as cargas difusas poden variar uma ordem de grandeza entre anos hidrológicos. Deste modo, no presente trabalho assume-se que as cargas difusas estimadas com o modelo SWAT permitem explicar a variabilidade da qualidade e quantidade de água nos reservatórios. Contudo a ausência de cargas pontuais nestes resultados são sempre uma fonte de erro.

A estratégia de validação passa pela aplicação do modelo CeQualW2 à BPL (Barragem dos Pequenos Libombos), usando como input resultados de caudal e nutrientes do modelo SWAT. Com este acoplamento será possível não só validar os resultados do modelo SWAT como também perceber as relações de causa efeito na qualidade da água, por exemplo: quantificar o impacto das culturas de cana-de-açúcar da Suazilândia na BPL.

O modelo CE-QUAL-W2 é composto por duas componentes interligadas, a hidrodinâmica e a qualidade da água. Utiliza um algoritmo de braços que permite a descrição de geometrias complexas e permite maior definição em determinadas zonas pelo uso de uma malha de espaçamento variável. Os caudais de saída podem ser especificados como descargas no último segmento de um braço ou como caudais laterais.

A ferramenta em desenvolvimento poderá mais tarde ser aplicada em estudos de ordenamento da envolvente da albufeira da BPL, nomeadamente no estudo do impacto de cenários de ocupação do solo.

Resultados

Neste trabalho mostra-se a hidrologia ao nível da bacia hidrográfica bem como o seu impacto ao nível da exportação de nutrientes na bacia do Umbeluzi. Apresenta ainda resultados do acoplamento do modelo CeQualW2 e do modelo SWAT na bacia do Umbeluzi. Presentemente a falta de dados dificulta a completa validação da metodologia. Deste modo são ainda apresentados resultados da aplicação da mesma metodologia à Albufeira do Maranhão em Portugal, onde estão disponíveis muitas medidas.

Aplicaçãoao Umbeluzi

Bacia

A bacia hidrográfica de Umbeluzi (Figura 1) abrange a Suazilândia, a República de Moçambique e a República da África do Sul, tendo uma área total de cerca 545 826 ha.

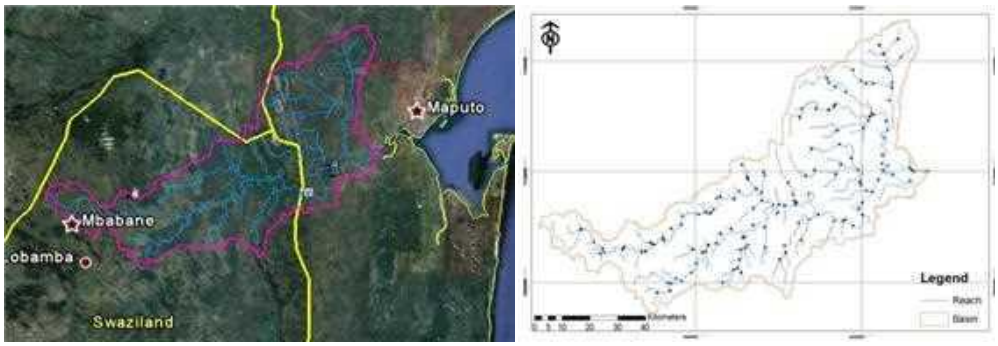


Figura 1 Bacia hidrográfica de Ulbeluzi

Em termos topográficos a bacia tem cerca de 20% da sua área acima dos 500 metros, atingindo um máximo de 1800 metros (Figura 2). O extremo Oeste da bacia é montanhoso seguindo-se uma zona plana onde se concentra a produção de cana de açúcar (Figura 5) seguido de uma pequena cordilheira montanhosa (Pequenos Libombos). Finalmente a Este temos uma zona mais plana entre os Pequenos Libombos e Estuário do Espírito Santo em Maputo. Para a caracterização e análise da bacia utilizaram-se dados de precipitação, temperatura, radiação solar e humidade relativa das estações meteorológicas de Namaacha e Manzini. Esta bacia caracteriza-se pelo clima quente e húmido, tendo como média de temperatura anual de cerca 23ºC e uma precipitação anual de cerca 700 mm. Contudo os dados climatológicos disponíveis são muito poucos tendo em conta a variabilidade topográfica da bacia.

Os solos nesta bacia e as suas propriedades foram obtidas dos autores de um trabalho de hidrologia ao nível do continente Africano (Schuol et al., 2008).

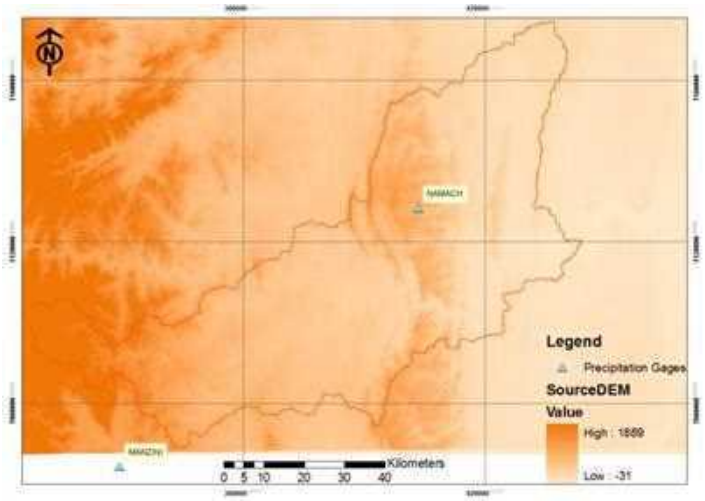


Figura 2 - Estações de precipitação e topografía na Bacia do Umbeluzi.

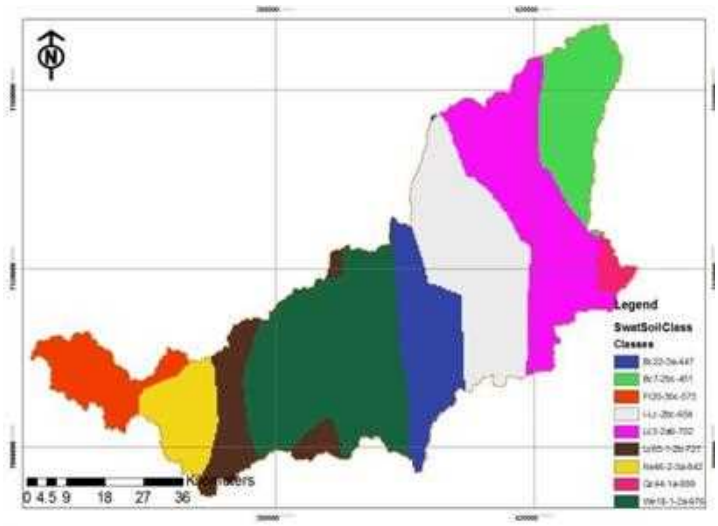


Figura 3 Mapa de tipos de solos e de usos de solo

Foram disponibilizadas pela ESA trÊs imagens de satélite para estimar a evolução do uso de solo no Umbeluzi: i) 1988 (L4): L4168078_07819880611 11/06/1988; ii) 2001 (L7) : L71168078_07820010428 28/04/2010; iii) 2009 (L5) : L5168078_07820090325 25/03/2009. Com base numa árvore de decisão foi possível distinguir as diferentes classes de uso de solo nas imagens de satélite (Figura 4).

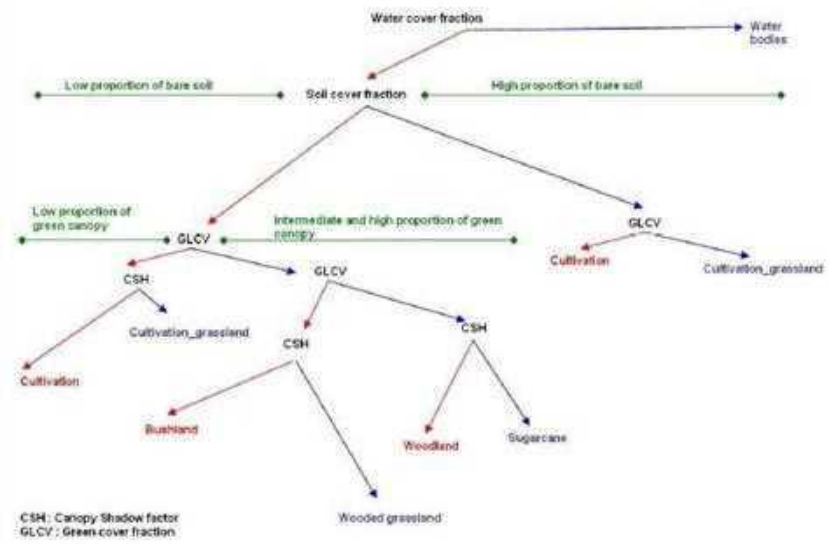


Figura 4 Exemplo de uma árvore de decisão para obter os usos de solo para o Umbeluzi

O resultado da aplicação da árvore de decisão da Figura 4 forma os mapas apresentados na Figura 5. Ao longo dos anos 1988, 2001 e 2009 observa-se uma evolução no que diz respeito aos usos do solo na bacia. O aumento da área de produção de cana-de-açúcar e até mesmo de agricultura de sequeiro é visível, assim como a diminuição da área florestal e de pasto. Por exemplo no ano de 1988 a cana-de-açúcar abrange uma área de 27868.1 ha contra cerca de 34 513.8 ha em 2009. Para as simulações apresentadas neste artigo foi usado o mapa de uso de solo referente a 2001, pois só recentemente foram disponibilizados estes mapas de usos de solo.

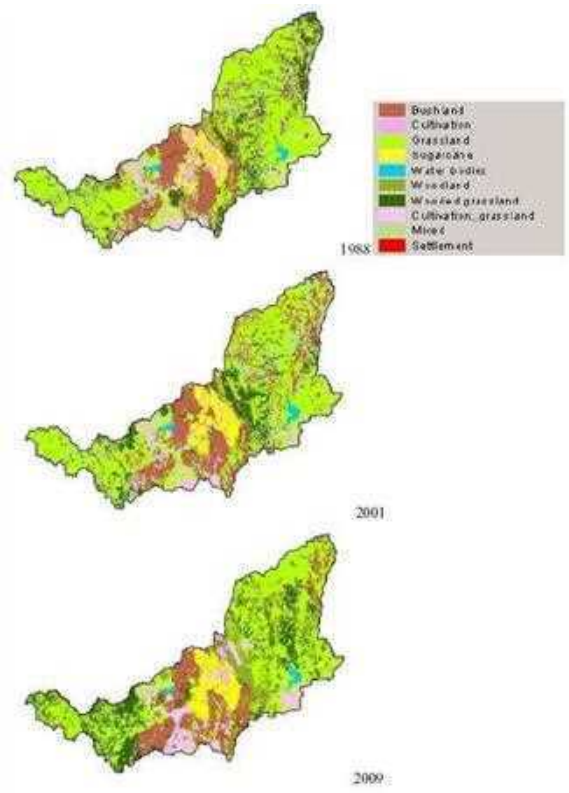


Figura 5 – Evolução do uso de solo na bacia do Umbeluzi (fonte: Infoterra-France)

A comparação dos caudais estimados pelo modelo e medidos na estação hidrométrica de Goba é apresentada na Figura 6. O modelo estima valore mais elevados do que as medidas. Podem existir diversas razões para o sucedido. Por um lado as estações de precipitação são poucas. Por exemplo para os estudos hidrológicos da bacia do Sado em Portugal (que tem uma dimensão comparável com o Umbeluzi) usam-se cerca de 30 estações de precipitação. Nesta simulação apenas foi possível usar 2 estações de precipitação. Por outro lado foi encontrada uma referência bibliográfica onde se comentava do seguinte modo os dados da estação hidrométrica de Goba "tem caudais altos incertos mas, provavelmente, tem caudais baixos-médios razoavelmente fiáveis" (SWECO et al., 2005). A Figura 6 mostra exactamente que o modelo flaha nos picos mas que nos caudais mais baixos tem valores mais próximos das medidas. O mesmo trabalho referia outras estações de caudal às quais não tivemos acesso.

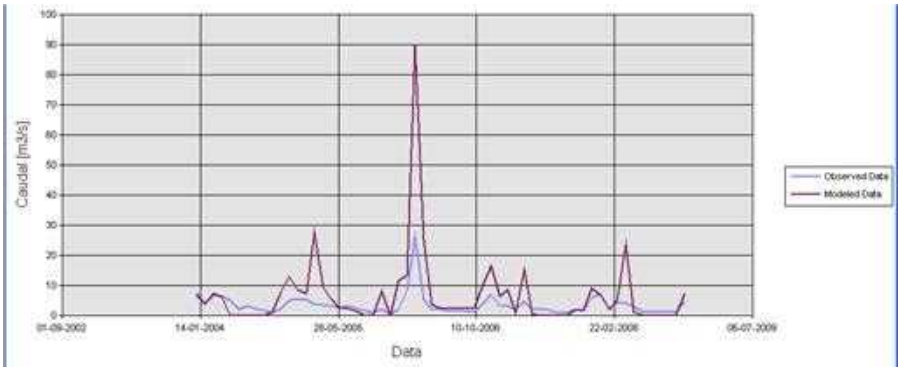


Figura 6 – Caudal medido e simulado pelo modelo SWAT na bacia do Umbeluzi com o modelo SWAT (fonte de medidas: ARA-Sul)

Os resultados de hidrologia no modelo SWAT são estimados ao nível da Sub-bacia. Na (Figura 6) mostra-se as médias anuais em milimetros de Evapotranspiração e Caudal gerados por Sub-bacia.

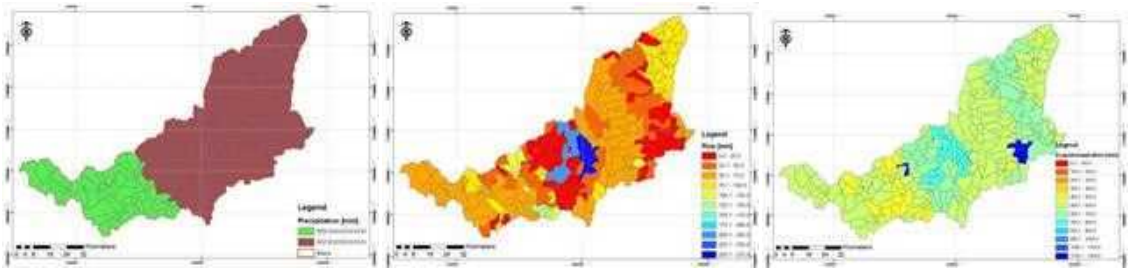


Figura 7 – Precipitações médias (mm/ano) fornecidas ao modelo e resultados médios de Escoamento e Evapotranspiração (mm/ano) estimados com o modelo SWAT.

Reservatório

Não foi possível obter uma batimetria para a BPL. Deste modo deduziu-se uma batimetria recorrendo a uma topografia obtida pela NASA (Hounam & Werner, 1999), recorrendo à altura da barragem, cota do NPA e curva de volumes acumulados. Deste modo considerou-se dois braços principais, uma cota de fundo de 15m, um Nível de Pleno Armazenamento (NPA) de 47 m e uma capacidade total da albufeira de 400 hm3. Considerou-se que a albufeira possui dois braços: o primeiro braço formado pelos segmentos de 2 a 6 e o segundo pelos segmentos 9 e 10. O paredão encontra-se no segmento 6 e a água flui do segmento 2 para o 6 e do 9 para o 6 (Figura 8).

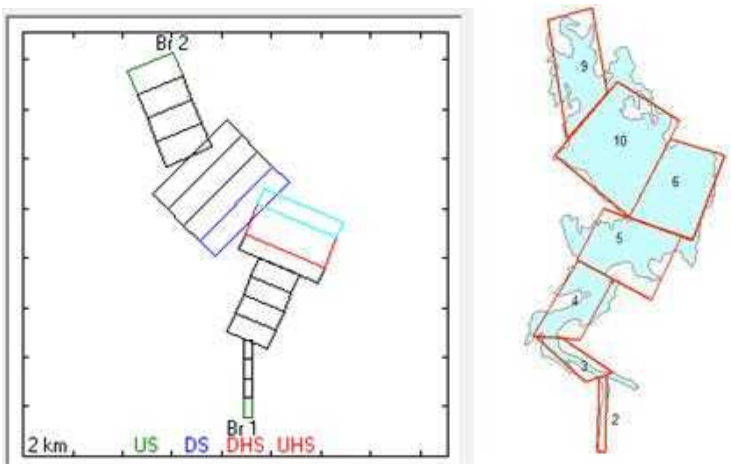


Figura 8 – Representação da área superficial da BPL no modelo CE-QUAL-W2.

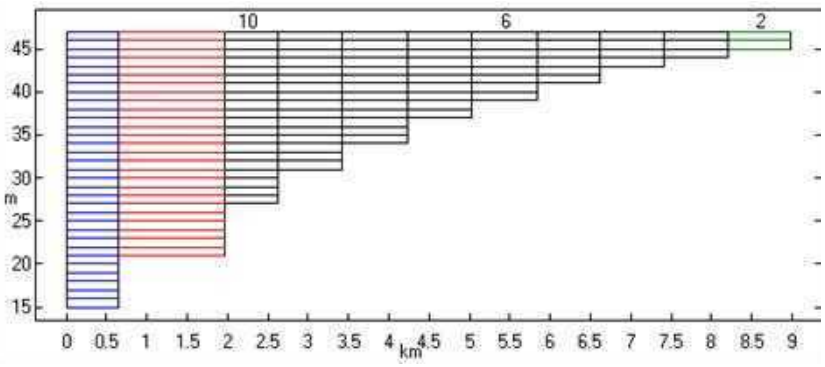


Figura 9 – Perfil longitudinal do braço 1 da BPL.

A batimetria foi validade comparando a curva de volumes estimada pelo modelo e a curva de volumes fornecida pela ARA-Sul (Figura 10).

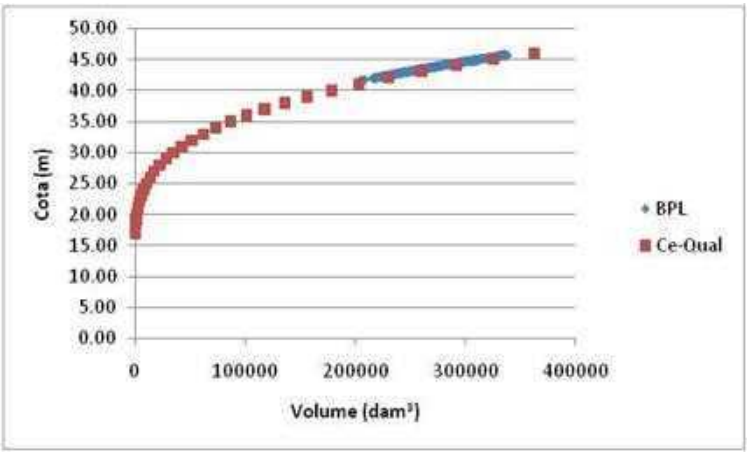


Figura 10 - Curva de volumes.

Esta batimetria serviu de base às simulações produzidas como o modelo simulações com o programa Ce-QualW2.

A Figura 11 apresenta a comparação das cotas da superfície de água na BPL medidas pela ARA-Sul e simuladas no modelo. As descargas da BPL (dados da ARA-Sul) foram ajustadas de modo a aproximar as duas curvas. No geral, as descargas assim estimadas são superiores às descargas medidas na albufeira o que sugere que algumas saídas não contabilizadas podem ser importantes.

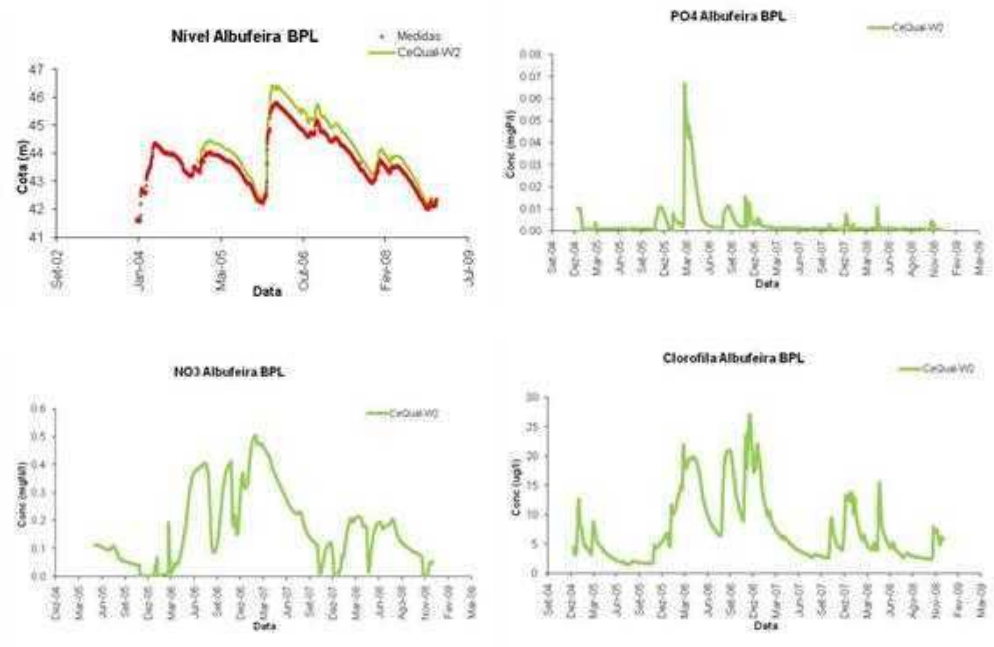


Figura 11 – Comparação de medidas com resultados de simulação do modelo CeQualW2 na BPL usando resultados do modelo SWAT para estimar caudais e concentrações de nutrientes à entrada da Albufeira (fonte das medidas: ARA-Sul)

Não foram ainda disponibilizados dados de qualidade da água para validar os resultados do modelo de albufeira na BPL. Na Figura 11 mostram-se alguns dos resultados de qualidade da água obtidos pelo modelo que carecem ainda de calibração com base em medidas da BPL. Um dos resultados que se destaca no gráfico de fosfato é um pico em Março 2006. Este pico aparece como resposta a uma grande afluência de caudal e concentração em Março de 2006 devido a um pico de precipitação de 165 mm. Este pico de fosfato motiva valores de clorofila acima dos 10 mg/l durante grande parte do ano de 2006.

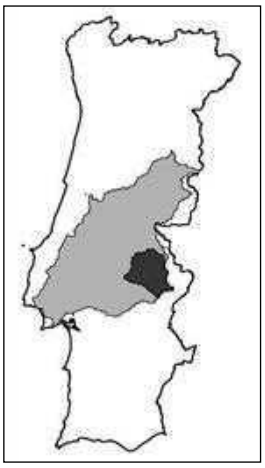
Aplicação ao Maranhão

Mateus et al. (2010) descreve a aplicação à Bacia da Albufeira do Maranhão do modelo SWAT.

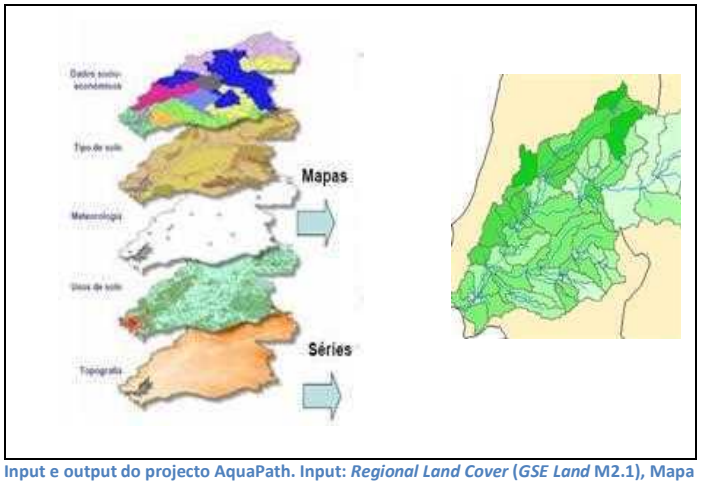
Bacia

Mateus et al. (2010) mostra que a validação da hidrologia do modelo SWAT foi feita com os valores de caudal de estações hidrométricas localizadas dentro da Bacia do Maranhão (Figura 4). A comparação entre valores de caudal simulados e medidos foi feita com base i) em correlações (medida do ajuste entre as tendências/evolução das duas séries); ii) e eficiência do modelo (relaciona a evolução e o erro para os dados medidos). Para valores de caudal mensal

obtiveram-se correlações de 83% a 88%, e eficiências do modelo de 70% a 84% (para o período de 1961 a 1993).



Bacia Hidrográfica do Rio Tejo em Portugal (24.850 km^2) e sub-Bacia do Maranhão (2.282 km^2, i.e. 9,2% da área da BH do Rio Tejo)



Input e output do projecto AquaPath. Input: *Regional Land Cover* (*GSE Land* M2.1), Mapa de solos, MDT, Dados meteorológicos, Mapas Hidro-geológicos, Estatísticas e Censos, etc. Output: exemplo de um mapa de descarga difusa de Nutrientes a diferentes níveis de detalhe (HRU) para a BH do Tejo

Figura 12 – Aplicação do modelo SWAT à Bacia do Maranhão no contexto do projecto Aquapath

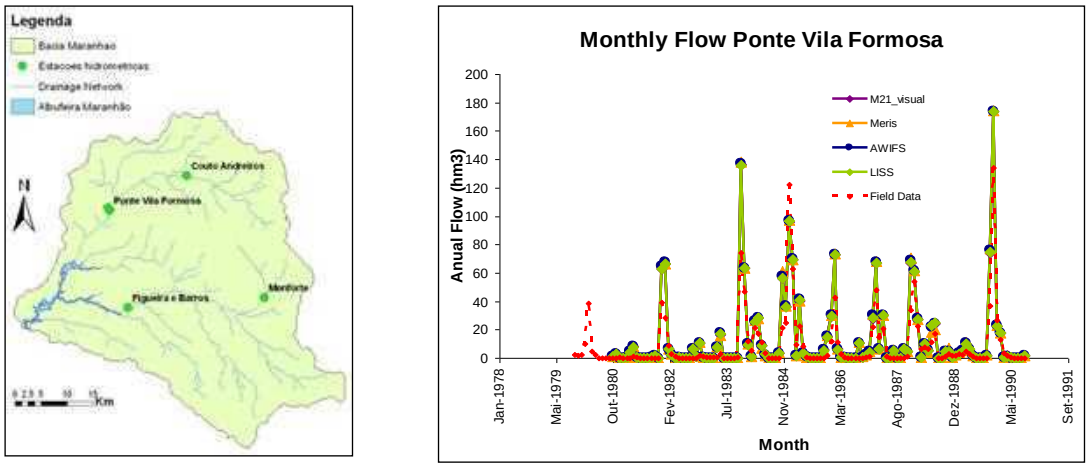


Figura 13 – Validação da hidrologia do modelo SWAT: a) Estações de caudal na Bacia do Maranhão; b) Comparação entre os valores de Caudal mensal (hm3) para os valores modelados (SWAT)

Entre outras conclusões Mateus et al. (2010) mostra que na Bacia do Maranhão quanto maiores as áreas sujeitas a fertilização agrícola, maiores serão os valores das estimativas para a carga difusa anual de nutrientes, sendo estes directamente proporcionais ao valor de erosão ou transporte de sedimentos. Sendo importante referir que a maioria destes nutrientes provém das operações de fertilização das culturas agrícolas.

Reservatório

Posteriormente ao trabalho de Mateus et al. (2010) os resultados do modelo SWAT foram utilizados como entrada de dados para o modelo CeQualW2.

A batimetria foi gerada por extraplolação da carta 1:25000 tendo em conta informação acerca da altura da barragem, da cota do NPA (nível de pleno armazenamento) e da curva de volumes acumulados. Para validar a batimetria gerada para a albufeira do Maranhão (ver Figura 14 e Figura 15) são calculados os volumes correspondentes a cada cota e é determinada a curva de volumes acumulados utilizada pelo modelo. Essa curva é depois comparada com a curva real (Figura 16) que se obtém a partir dos dados disponíveis no Serviço Nacional de Informação de Recursos Hídricos – SNIRH – do INAG (www.inag.pt/snirh).

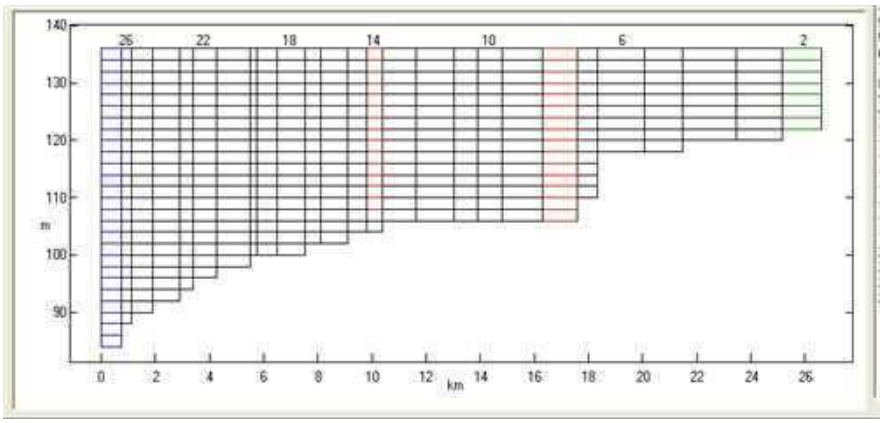


Figura 14– Perfil longitudinal da albufeira do Maranhão.

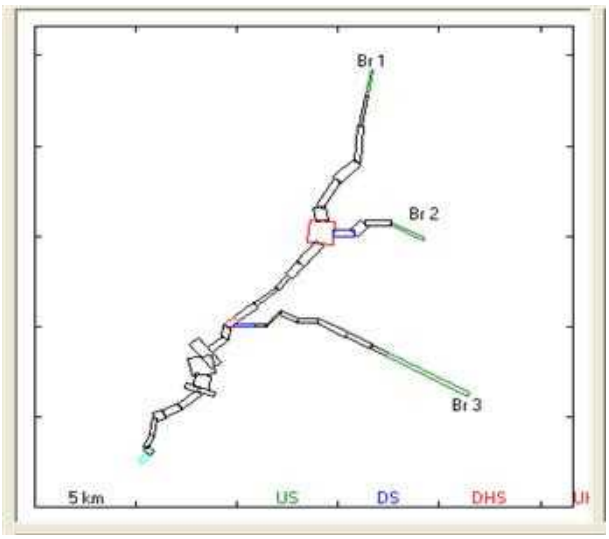


Figura 15 - Representação da área superficial da albufeira do Maranhão no modelo CE-QUAL-W2.

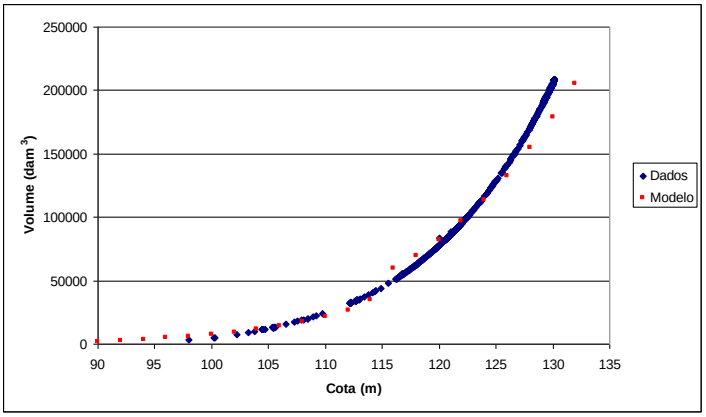


Figura 16– Comparação da curva de volumes acumulados na albufeira do Maranhão.

O forçamento meteorológico utilizado foi obtido na página de INTERNET do Instituto da Água - INAG - no enederço http:\\www.inag.pt\snirh. Foram utilizados os dados da estação meteorológica de Barragem do Maranhão que contém dados entre 1956 e 2007.

A Figura 17 mostra a boa aderência que os resultados do modelo CeQualW2 aos dados de qualidade disponibilizados pelo SNIRH. Este resultados foram obtidos usando o modelo SWAT para fornecer caudais e concentrações de nutrientes.

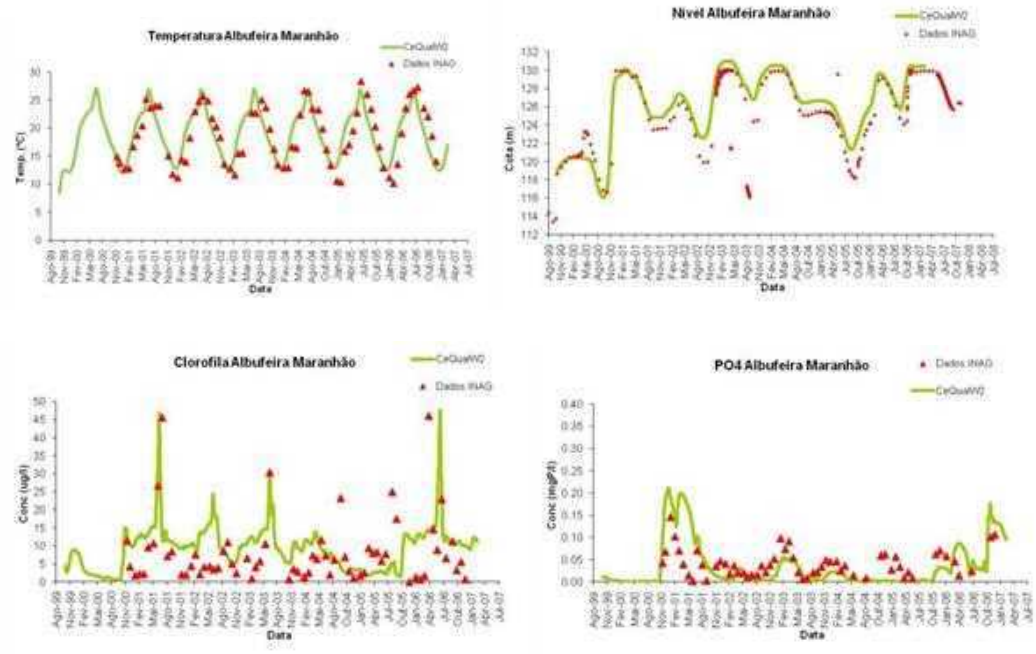


Figura 17 – Comparação de medidas com resultados de simulação do modelo CeQualW2 no reservatório do Maranhão (Portugal) usando resultados do modelo SWAT para estimar caudais e concentrações de nutrientes à entrada da Albufeira (fonte das medidas: SNIRH)

Conclusões

Este trabalho foi a primeira aproximação à modelação da qualidade e quantidade de água na Bacia do Umbeluzi. De facto a ausência de dados dificulta a calibração e validação dos modelos.

Contudo os resultados aqui apresentados mostram alguma correlação com os dados disponíveis de caudal no rio. Mostram ainda que ao nível de qualidade da água na albufeira os valores de concentrações têm valores que em alguns casos se aproximam de valores em Reservatórios Portuguesos como o Maranhão.

De uma forma geral este trabalho permite mostrar que, na ausência de dados no rio, é possível usar o modelo SWAT para obter as afluências e concentrações para simular a qualidade da água num reservatório usando um modelo como o CeQualW2.

O trabalho futuro incluirá duas tarefas fundamentais: i) procurar mais dados para validar os resultados do modelo; ii) estimar as consequências das alterações do uso de solo ao níverl da qualidade da água usando os modelos com os novos mapas de solo.

Agradecimentos

Este trabalho foi realizado no âmbito do projecto G-Mosaic co-financiado pela União Europeia no âmbito do sétimo programa quadro (FP7/2007-2013), sob o número de contracto 218822.

As Águas de Portugal (AdP), Águas de Moçambique (AdeM) e Administração Regional de Águas do Sul de Moçambique (Ara-Sul) foram as entidades envolvidas em contactos locais e recolha de dados na bacia do Umbeluzi e BPL.

Referências bibliográficas

Arnold, J. G. and Fohrer, N. 2005. SWAT2000: current capabilities and research opportunities in applied watershed modeling. Hydrol. Process. 19, 563–572

Chambel-Leitão P. (2008) Load and flow estimation: HARP-NUT guidelines and SWAT model description. In Perspectives on Integrated Coastal Zone Management in South America R Neves, J Baretta & M Mateus (eds.). IST Press, Lisbon, Portugal. (ISBN: 978-972-8469-74-0)

Chambel-Leitão P. Sampaio. A., Almeida, P. (2008) Load and flow estimation in Santos watersheds. In Perspectives on Integrated Coastal Zone Management in South America R Neves, J Baretta & M Mateus (eds.). IST Press, Lisbon, Portugal. (ISBN: 978-972-8469-74-0)

Chambel-Leitão P., F. Braunschweig, L. Fernandes, R. Neves, P. Galvão. (2007) Integration of MOHID model and tools with SWAT model, submitted to the Proceedings of the, 4th International SWAT Conference, July 2-6 2007.

Coelho H. & Chambel-Leitão P (2010) Modelação integrada de bacias e albufeiras: os casos do Pocinho e do Enxoé. Integrated modelling of watershed and reservoirs: Pocinho and Enxoés cases. Submetido à Revista da APRH.

Hounam D., Werner M. (1999) The Shuttle Radar Topography Mission (SRTM) In: Proceedings of ISPRS-Workshop "Sensors and Mapping from Space 1999“, Hannover, Germany, CD-ROM. http://www.ipi.uni-hannover.de/html/publikationen/1999/isprs-workshop/cd/pdf-papers/hounam.pdf

M. Yarrow, P. Chambel-Leitão (2006) Calibration of the SWAT model to the Aysén basin of the Chilean Patagonia: Challenges and Lessons. Proceedings of the Watershed Management to Meet Water Quality Standards and TMDLS (Total Maximum Daily Load) 10-14 March 2007, San Antonio, Texas 701P0207.

Mateus, V., D. Brito, Chambel-Leitão P e M. Caetano, 2010. Produção e utilização de cartografia multi-escala derivada através dos sensores LISSIII, AWiFS e MERIS para modelação da qualidade da água para a Bacia Hidrográfica do Rio Tejo, Actas da VI Conferência Nacional deCartografia e Geodesia (CNCG 2009), 7 - 8 Maio 2009, Caldas da Rainha, Portugal, em publicação.

Schuol J., Abbaspour KC, Yang H, Srinivasan R, Zehnder A. J. B. (2008) Modeling blue and green water availability in Africa. Water Resources Research, VOL. 44.

SWECO, Consultec Lda, Impacto Lda, BKS, Knight Piesold (2005) Joint Umbeluzi River Basin Study: Final Report, Report prepared for the Government of the Republic of Mozambique and the Government of the Kingdom of Swaziland, 2005.

Yarrow, M., Chambel-Leitão P. (2008) Estimation of loads in the Aysén Basin of the Chilean Patagonia: SWAT model and Harp-Nut guidelines. In Perspectives on Integrated Coastal Zone Management in South America R Neves, J Baretta & M Mateus (eds.). IST Press, Lisbon, Portugal. (ISBN: 978-972-8469-74-0)

QUANTIFICAÇÃO E DEFINIÇÃO DA ORIGEM DOS NUTRIENTES AFLUENTES À LAGOA DE ÓBIDOS: APLICAÇÃO DAS GUIDELINES DA OSPAR

[1]Madalena S. MALHADAS (;1); David C. BRITO (1), Ramiro J. NEVES (1), Sandra M. CARVALHO (4); Cátia P. ALVES (4)

RESUMO

Esta comunicação tem como principais objectivos i) quantificar e distinguir o peso das diferentes origens de nutrientes (i.e. ETAR, indústria, agricultura) na sua exportação para a Lagoa e perceber o efeito da entrada em funcionamento do emissário submarino; ii) identificar origens da contaminação verificada no Rio da Cal mesmo após a entrada em funcionamento do emissário submarino da Foz do Arelho (ESFA).

Para cumprir os objectivos propostos foram utilizados dois métodos de trabalho: (i) a aplicação das *Guidelines* da Ospar à bacia hidrográfica da Lagoa de Óbidos e (ii) monitorização dos principais afluentes (Rios Arnoia/Real e Rio da Cal). Através das *Guidelines* da Ospar aplicaram-se dois métodos, o "método das cargas" e o "método das fontes". O primeiro permite calcular as cargas com base em dados de monitorização numa estação, e o segundo obter como informação a geração de nutrientes na bacia (i.e. actividade agrícola, descarga de efluentes urbanos e industriais) a montante e a jusante dessa estação de monitorização. A monitorização "cercada" nos afluentes, em particular no Rio da Cal, serve perceber e menor qualidade da água do rio mesmo após entrada em funcionamento do ESFA.

Os resultados mostram que a bacia do Real e Arnóia exportava para a Lagoa de Óbidos 494-519 tonN/ano e 124-128 tonP/ano antes da entrada em funcionamento do ESFA e que no período após existe uma redução de cerca de 2-3% (a origem predominantemente nestas bacias são as suiniculturas o que justifica a reduzida redução). Pelo contrário na bacia do Rio da Cal existe uma redução da carga de entrada na lagoa de cerca de 94% de redução da carga de azoto e de cerca de 87% para o fósforo (principalmente pelo facto das ETAR das Caldas da Rainha deixar de descarregar para o Rio da Cal e pela origem da carga nesta bacia ser da ETAR). Em termos dos resultados obtidos através da monitorização percebeu-se que as elevadas concentrações observadas no Rio da Cal eram devidas a poluição que já vinha da cidade das Caldas da Rainha. A remoção ETAR no rio não implicou directamente por si só uma melhoria na sua qualidade da água.

Palavras Chave: qualidade da água, monitorização, modelação, águas residuais, Guidelines da OSPAR, bacia hidrográfica, Lagoa de Óbidos.

---

(1) Instituto Superior Técnico, Av. Rovisco Pais 1049-001 Lisboa, Portugal. madalena.maretec@ist.utl.pt; david.maretec@ist.utl.pt, ramiro.neves@ist.utl.pt

(2) Águas do Oeste, S.A., Águas de Portugal SGPS, S.A., Convento de S. Miguel das Gaeiras2510-718 Gaeiras, Portugal. s.carvalho@aguasdooeste.com; c.alves@aguasdooeste.com

1. INTRODUÇÃO

As cargas provenientes das bacias de drenagem a montante dos corpos de água são transportadas pelos rios e, tal como as descargas directas, podem ser quantificadas monitorizando os caudais e as concentrações. A quantificação das cargas instantâneas (fluxos) transportadas pelos rios a partir de uma medida de concentração e do caudal pressupõe que a concentração seja uniforme na secção transversal.

A integração temporal da carga instantânea requer medidas feitas em contínuo, as quais são comuns para os caudais, mas raras para as concentrações, medidas, quanto muito, mensalmente num ponto. A quantificação das cargas a partir de pouca informação no tempo (medidas mensais) e na secção está, por conseguinte, sujeita a erros, especialmente em situações de forte variabilidade temporal e/ou espacial. O estudo da dinâmica dos nutrientes na bacia, baseado no conhecimento das fontes de nutrientes e dos processos que ocorrem na bacia, é a alternativa à quantificação das cargas através da monitorização dos rios. Este método, conhecido pelo "Método das Fontes", tem a vantagem de fazer implicitamente a ligação causa-efeito, fornecendo elementos para a gestão das actividades geradoras de nutrientes (i.e. benefícios de níveis alternativos de tratamento nas ETAR e de eventuais modificações do uso do solo e/ou das práticas agrícolas).

O método das fontes é limitado pelo conhecimento dos processos que determinam a exportação de nutrientes por uma bacia, mas também pela qualidade da informação de base existente sobre o sistema (eficiência das ETAR, práticas agrícolas, agro-pecuária, etc.). A combinação das abordagens das fontes e das cargas é a forma mais eficiente de estudar a geração e fluxo de nutrientes numa bacia. A abordagem combinada dá uma ideia dos erros com que se está a trabalhar (pela diferença dos resultados obtidos), fornecendo indicações sobre os aspectos onde é necessário mais conhecimento e disponibilidade de informação relevante para a gestão.

A OSPAR[2] reconhece as vantagens desta aproximação, tendo produzido um conjunto de 9 *Guidelines* (*Harpnut Guidelines*) especialmente importantes para a abordagem das fontes, que orientam a análise dos processos na bacia e garantem a comparabilidade de resultados obtidos por diferentes equipas, ou mesmo países. Estas *Guidelines* resultaram do projecto europeu EuroHarp (www.euroharp.org), que teve como objectivo normalizar métodos para calcular cargas de nutrientes a partir de informação referente ao uso da bacia (fontes de nutrientes) e de informação referente às cargas transportadas pelos rios.

A *Guideline* 1 faz a síntese do cálculo das cargas na bacia tendo em conta a abordagem das fontes (*Guideline 2 a 6)*, a abordagem das cargas (*Guideline* 7) e a retenção na bacia (*Guideline 9).* A abordagem das fontes pretende estimar a quantidade de nutrientes que atinge as linhas de água quer de origens pontuais (ETAR, indústrias, etc.) quer de origens difusas (i.e. agricultura). Os nutrientes desde que atingem as linhas de água sofrem processos de retenção (assimilação pela vegetação, deposição, etc.) fazendo com que parte das fontes produzidas não chegue às secções de jusante. A estimativa da retenção de

[2] OSPAR – Convenção Oslo Paris para a protecção do ambiente marinho no Atlântico Nordeste (http://www.ospar.org), da qual fazem parte a generalidade dos países atlânticos europeus e ainda a União Europeia.

nutrientes nas linhas de água é objecto da *Guideline 9*. A *Guideline 8* reporta o contributo de cada tipo de fonte (pontual, difusa antropogénica e difusa natural) para as cargas descarregadas na rede de rios. A *Guideline* 7 descreve o processo de cálculo recomendado para a carga transportada pelo rio a partir de medidas de caudais e de concentrações (abordagem das cargas).

A aplicação das *Guidelines* apresenta uma validação interna comparando a abordagem das fontes com a abordagem das cargas (com base em dados nas estações de monitorização) para as zonas monitorizadas. A zona monitorizada é definida como a área que drena para a estação de monitorização, o que significa que são estimadas as fontes e a retenção para esta zona de modo a que a abordagem das fontes e das cargas seja comparável.

O objectivo da aplicação das *Guidelines* da OSPAR às bacias afluentes à Lagoa de Óbidos é quantificar e distinguir o peso das diferentes origens de nutrientes (i.e. ETAR, indústria, agricultura) na sua exportação para a Lagoa, uma vez que as cargas para a lagoa foram alteradas após entrada em funcionamento do emissário submarino da Foz do Arelho (cujo o início se deu em Setembro de 2005).

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1. Guidelines da Ospar

A aplicação da abordagem das fontes e da abordagem das cargas (e por conseguinte a validação interna das Guidelines), está sujeita à disponibilidade de dados para a quantificação das cargas de nutrientes que passam numa secção ou que são geradas por toda a bacia. Das diversas bacias afluentes à Lagoa de Óbidos, a do Rio Arnóia e Real é a bacia que apresenta uma maior quantidade de dados (no que respeita a dados de qualidade superficial e de caudal), sendo escolhida para testar e validar a abordagem de estudo (ver Figura). De notar que a bacia do Rio Arnóia e Real apresenta a maior área – cerca de 385 km2 – enquanto as restantes, no total, apresentam cerca de 40 km2, quase uma ordem de grandeza de diferença (Figura 1).



Figura 1. Localização da bacia do Rio Arnóia e Real e das estações de qualidade do INAG e de caudal nos rios afluentes à Lagoa de Óbidos.

A bacia do rio Arnóia e Real gera assim maior caudal pelo que o seu efeito na Lagoa espera-se que seja mais pronunciado enquanto que nas bacias pequenas o efeito tenderá a ser mais localizado.

A quantificação das fontes pontuais nas bacias de estudo (que podem ter a origem em ETAR ou em indústrias não ligadas a sistemas de águas residuais) foi estimada com base nos dados de população servida do Inventário Nacional de Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais – INSAAR (http://insaar.inag.pt/), nos dados de descargas das suiniculturas disponibilizados pela Águas do Oeste e pelas capitações recomendadas pela OSPAR.

Foi, ainda, utilizado o modelo SWAT para a estimativa das fontes difusas provenientes principalmente da actividade agrícola. As fontes dos dados usados no modelo SWAT incluíram estações de precipitação do INAG (http://www.inag.pt/), estações meteorológicas do Instituto de Meteorologia, carta de solos 1:1000000 compilada pelo European Soil Bureau (Gonçalves et al., 2005), topografia publicada pela NASA e carta de ocupação de solo do Corine Land Cover 2000 à escala 1:100000 (http://www.igeo.pt/). O cálculo das cargas nas estações de monitorização e validação hidrodinâmica do modelo SWAT foram feitas com recurso a dados de caudal e concentrações de nutrientes do Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos – SNIRH (http://snirh.pt/).

2.2. Monitorização dos principais afluentes

Em Julho de 2004 deu-se início à implementação do Plano de Monitorização do Emissário Submarino da Foz do Arelho", actualmente revisto para Plano de Monitorização do Emissário Submarino da Foz do Arelho – zona de descarga, praias, rios afluentes e Lagoa de Óbidos", no âmbito do contrato da prestação de serviços adjudicada pela Águas do Oeste S.A. (AdO), ao Instituto Superior Técnico – Maretec (IST), que, por sua vez, subcontratou parte dos serviços ao IPIMAR. As campanhas de monitorização iniciaram-se, no entanto, em Outubro de 2004 (Alves *et al.,* 2006)

Até Agosto de 2005, o Rio da Cal foi a principal fonte de contaminação por águas residuais urbanas. A partir de Setembro de 2005, os efluentes das Estações de Tratamento de Águas Residuais (ETAR) de Caldas da Rainha, Óbidos, Carregal, Charneca e Foz do Arelho, têm como destino final o mar, a 2 km da praia da Foz do Arelho, sendo que a ETAR da Charneca iniciou o seu funcionamento nesta data. Após entrada em funcionamento do emissário submarino da Foz do Arelho, a qualidade da água na Lagoa e na zona costeira continuou a constituir objecto do plano de monitorização de forma a acompanhar a evolução da qualidade da água na Lagoa e no mar.

Nos principais afluentes (Rio da Cal e Rio Arnóia/Real, Figura 2) foram efectuadas campanhas mensais, desde Março de 2007 a Dezembro de 2008, perfazendo um total de 22 campanhas. No ano de 2009 as campanhas de amostragem começaram em Agosto de 2009 e finalizaram em Dezembro de 2009, perfazendo um total de 5 campanhas. A amostragem, incluiu a medição *in situ* de parâmetros físico-químicos com a sonda multiparamétrica YSI 6600 EDS (www.easy.com). Foram recolhidas amostras à superfície em frascos adequados aos parâmetros a determinar (principais nutrientes). Foi ainda quantificado o caudal com recurso ao ADCP *Stream Pró* e nas valas de drenagem com o *FlowTracker* ADV (Malhadas, 2008).



Figura 2. Localização das estações de amostragem nos rios e valas de drenagem afluentes à Lagoa de Óbidos.

3. RESULTADOS

A aplicação das Guidelines da OSPAR às bacias afluentes à Lagoa de Óbidos teve como objectivo principal determinar as cargas que atingiam a Lagoa a partir das bacias de drenagem e qual a sua origem, antes e depois de Setembro de 2005, quando começou a operar o exutor submarino. Para determinar o erro com que se está a trabalhar nas estimativas propostas é apresentada a comparação entre a abordagem das Fontes e abordagem das Cargas na bacia do Rio Arnóia e Real antes de Setembro de 2005 (validação da aplicação das Guidelines da OSPAR).

Uma vez que a estratégia seguida para as restantes bacias foi semelhante à da seguida para a bacia do Rio Arnóia e Real estima-se que a ordem dos erros será semelhante. Os

resultados serão apresentados para a bacia do Rio Arnóia e Real e para as restantes bacias afluentes à Lagoa de Óbidos.

3.1. Validação das Guidelines da OSPAR: bacia do Rio Arnóia/Real

Na Bacia do Rio Arnóia e Real as estações de monitorização da qualidade da água de Ponte Óbidos e Sobral da Lagoa monitorizam uma área definida pelas bacias que drenam para as respectivas estações (Tabela 1). As cargas medidas com base nos dados de campo destas estações designam-se por "Abordagem das Cargas" (carga que passa pelas estações). Esta carga pode ser directamente comparada com a "Abordagem das Fontes" obtida a partir de: (i) fontes de nutrientes nas bacias drenantes para as estações e (ii) da estimativa da retenção ocorrida no rio, desde que as fontes são descarregadas (nas linhas de água) até que atingem as estações.

A carga média anual proveniente da Abordagem das Cargas foi obtida integrando anualmente caudal e concentrações para o período de dados anteriores a Setembro de 2005 (de 1995 a 2005). A carga média anual da Abordagem das Fontes resulta de: (i) estimativa constante das fontes pontuais e (ii) estimativa das fontes difusas (aplicação do modelo SWAT) obtida integrando anualmente caudal e concentrações para o período de 1995 a 2005, de modo a uniformizar com o período da abordagem das cargas.

Na Tabela 1 é apresentada a comparação entre a carga média anual (ton/ano) de nutrientes obtido pela abordagem das fontes e pela abordagem das cargas para a zona monitorizada do Rio Arnóia e Real para o período anterior a Setembro de 2005.

Tabela 1. Comparação da carga estimada pela Abordagem das Fontes e pela Abordagem das Cargas para a zona monitorizada da bacia do Rio Arnóia e Real (situação anterior a Setembro de 2005).

N.º de ordem	Descargas de nutrientes nas águas superficiais	Azoto [TonN/ano]	Fósforo [TonP/ano]
1	Soma de todas as fontes	572 - 590	130 - 133
2	Retenção estimada na área da bacia monitorizada	101	16
3	Carga no ponto de monitorização pela abordagem das fontes (3=1-2)	471 - 490	115 - 118
4	Carga estimada no ponto de monitorização pela abordagem das cargas	461	83
5	Diferença entre valor estimado pela abordagem das fontes e a abordagem das cargas (5=3-4)	10 - 29	31 - 34

As fontes de azoto estimadas na bacia são de cerca de 570 a 590 tonN/ano (variação determinada pela incerteza quanto à remoção de nutrientes nas ETAR) enquanto as de fósforo são cerca de 130 a 135 tonP/ano. Aplicando a retenção estimada, a carga nas estações de monitorização pela abordagem das fontes é de cerca de 470 a 490 tonN/ano e de cerca de 115 a 120 tonP/ano. A abordagem das cargas, com base em medidas no rio, estima cerca de 460 tonN/ano e cerca de 80 tonP/ano para as mesmas estações de monitorização. A diferença nas estimativas é de cerca de 2 a 9% da carga com base nos dados de campo (abordagem das cargas) para o azoto e de 37 a 41% para o fósforo. O erro

associado à estimativa de azoto pela abordagem das fontes é aceitável na medida em que se situa abaixo dos 10% da carga pela abordagem das cargas, sendo o erro associado à estimativa de fósforo mais elevado.

A carga total de fósforo pela origem difusa é de cerca de 26 tonP/ano pelo que apenas se não existisse carga difusa se poderia estar próximo da gama da carga obtida a partir dos dados. Para além disso, a simulação das fontes difusas pelo modelo SWAT mostra que a fertilização de fósforo obtida é da ordem do seu consumo pelas plantas e que fertilizações mais reduzidas tendem a impedir o crescimento das plantas. A origem do erro para o fósforo poderá estar nas capitações sugeridas pelas *Guidelines* para a estimativa das fontes pontuais, uma vez que os e.p. das fontes deram bons resultados para o azoto.

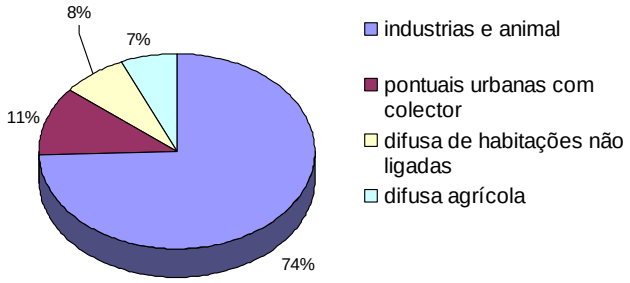
3.2. Quantificação das cargas exportadas e origem dos nutrientes: bacia do Rio Arnóia/Real

A quantificação das fontes de nutrientes na totalidade da bacia do rio Arnóia e Real (zona monitorizada e não monitorizada), antes de Setembro de 2005 é apresentada na Tabela 2 sendo que a distribuição por fonte (em percentagem) se encontra na Figura 3.

Tabela 2. Quantificação das fontes de nutrientes na bacia total do Rio Arnóia e Real (zona monitorizada e não monitorizada) por origem (situação anterior a Setembro de 2005).

Descargas de nutrientes nas águas superficiais	Guideline	Azoto [Ton N/ano]	Fracção da carga global	Fósforo [Ton P/ano]	Fracção da carga global
Suiniculturas	3	454	72 - 75%	95	66 - 67%
Águas residuais e águas pluviais	4	44 - 70	7 - 11%	14 - 17	10 - 12%
Alojamentos não ligados a sistemas públicos de drenagem de águas residuais	5	46	7 - 8%	6	4 - 5%
Difusas de origem humana	6	40	6 - 7%	24	17%
Difusas de origem natural (“de fundo”)	6	23	4%	2	1%
Soma de todas as cargas pela abordagem das fontes	1	**608-633**	100%	**141-145**	100%

Fontes de Azoto Arnóia e Real a



Fontes de Fósforo Arnóia e Real b

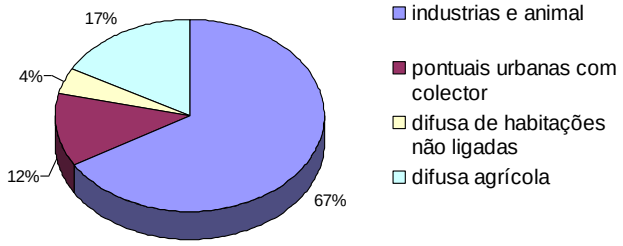


Figura 3. Distribuição das fontes de nutrientes na bacia total do rio Arnóia e Real (zona monitorizada e não monitorizada) por origem: a) fontes de azoto b) fontes de fósforo (situação anterior a Setembro de 2005).

É possível verificar que a bacia exporta neste período para as linhas de água (fontes) cerca de 610 a 630 tonN/ano e cerca de 140 a 145 tonP/ano. O valor da estimativa de fósforo tenderá a estar ligeiramente sobrestimado. Do total de fontes da bacia do rio Arnóia e Real, as principais fontes provêm das suiniculturas (cerca de 75% do azoto e cerca de 70% do fósforo). As cargas difusas representam cerca de 7% do total de azoto e cerca de 17% das cargas de fósforo. As cargas associadas às águas residuais representam cerca de 10%, quer das cargas de azoto quer de fósforo.

Em Setembro de 2005 entrou em funcionamento o exutor submarino da Foz do Arelho, pelo que as ETAR de Carregal e Óbidos (localizadas na bacia do rio Arnóia e Real) deixaram de descarregar nos afluentes da Lagoa o que representou uma redução de cerca de 12 a 17 tonN/ano e 3 tonP/ano, ou seja, cerca de 2 a 3% das fontes totais da bacia, não alterando significativamente o cenário traçado para o período anterior a Setembro de 2005.

As fontes de nutrientes são descarregadas nas linhas de água e, após a estimativa da retenção nestes cursos de água, é estimada a carga exportada pela bacia (na sua totalidade) para a Lagoa de Óbidos, sendo a mesma apresentada na Tabela 3. Das fontes estimadas, cerca de 114 tonN/ano e 17 tonP/ano ficam retidas na bacia sendo exportado para a Lagoa de Óbidos cerca de 500 a 520 tonN/ano e cerca de 125 a 130 tonP/ano a partir da bacia do Rio Arnóia e Real.

Tabela 3. Carga exportada pela bacia do Rio Arnóia e Real para a Lagoa de Óbidos. (situação anterior a Setembro de 2005).

Nº de ordem	Descargas de nutrientes nas águas superficiais	Azoto [TonN/ano]	Fósforo [TonP/ano]
1	Soma de todas as cargas pela abordagem das fontes	608 - 633	141 - 155
2	Retenção estimada na área da bacia total	114	17
3	Carga exportada para a Lagoa de Óbidos pela abordagem das fontes (3=1-2)	494 - 519	124 - 128

3.3. Restantes afluentes à Lagoa de Óbidos

Nas restantes bacias afluentes à Lagoa de Óbidos não existe possibilidade de aplicação das *Guidelines* por inteiro não sendo possível estimar a retenção ou validar a aplicação. Na bacia do rio da Cal existe a única estação de monitorização de qualidade da água, mas a informação acerca das fontes pontuais desta bacia está agregada com a informação da bacia da Foz do Arelho. Para além disso, todas as restantes bacias juntas apresentam cerca de 40 km^2 que é uma ordem de grandeza inferior à área da bacia do Rio Arnóia e Real. Para além disso existem ainda a descarga de uma ETAR que não se localiza sobre as bacias mas sim directamente na Lagoa de Óbidos (Casalito).

Assim, decidiu-se agregar as restantes bacias afluentes à Lagoa de Óbidos (que não a bacia do Rio Arnóia e Real) e estimar as fontes de nutrientes, incluindo todas as restantes ETAR mesmo as que descarregam directamente para a Lagoa de Óbidos. Em todas estas

bacias não existem estações de monitorização de caudal pelo que o modelo SWAT não pôde ser calibrado, tendo sido aplicado com a parametrização obtida para a bacia do Rio Arnóia e Real.

Para o período anterior à entrada em funcionamento do exutor submarino (Setembro de 2005) as fontes de nutrientes estimadas são de cerca de 230 a 350 tonN/ano e de cerca de 55 a 75 tonP/ano. Quase a totalidade das fontes é devida à descarga das ETAR (representa acima de 95% das fontes) sendo as principais, as ETAR das Caldas da Rainha e Foz do Arelho. De referir que as fontes geradas neste período nestas bacias são da ordem de 40 a 55% das geradas na bacia do Rio Arnóia e Real para o azoto e cerca de 40 a 50% para o fósforo (Tabela 4).

Tabela 4. Quantificação das fontes de nutrientes nas restantes bacias afluentes à Lagoa de Óbidos (que não do Rio Arnóia e Real) por origem (situação anterior a Setembro de 2005).

Descargas de nutrientes nas águas superficiais	Guideline	Azoto [Ton N/ano]	Fracção da carga global	Fósforo [Ton P/ano]	Fracção da carga global
Águas residuais e águas pluviais	4	223 - 337	95 - 97%	55 - 73	97 - 98%
Alojamentos não ligados a sistemas públicos de drenagem de águas residuais	5	5	1 - 2%	1	1%
Difusas de origem humana	6	5	1 - 2%	1	1 - 2%
Difusas de origem natural (“de fundo”)	6	2	1%	<1	<1%
Soma de todas as cargas pela abordagem das fontes	1	**234-349**	100%	**56-74**	100%

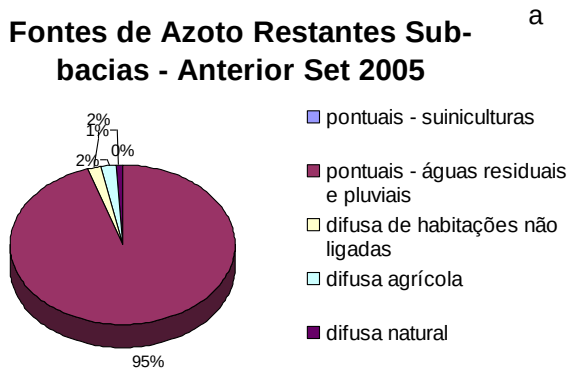
Após Setembro de 2005 as ETAR de Caldas da Rainha e Foz do Arelho passaram a descarregar para o exutor submarino e a carga descarregada passou a ser de 13 a 23 tonN/ano e de 7 a 9 tonP/ano (em vez de 234-349 tonN/ano e 56-74 tonp/ano descarregadas antes de Setembro de 2005) o que corresponde a uma redução da carga descarregada de cerca de 94% para o azoto e de cerca de 87% para o fósforo em relação ao período anterior a Setembro de 2005 (Tabela 5).

Tabela 5. Quantificação das fontes de nutrientes nas restantes bacias afluentes à Lagoa de Óbidos (que não do Rio Arnóia e Real) por origem (situação posterior a Setembro de 2005).

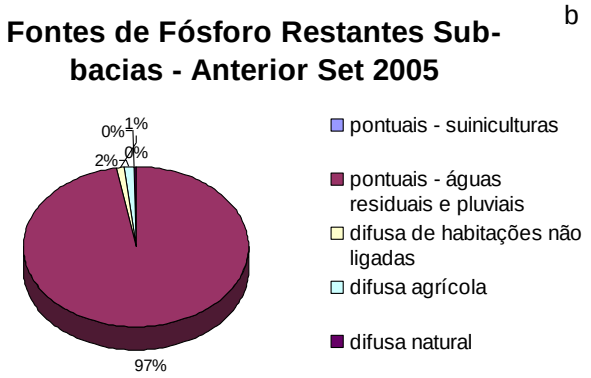
Descargas de nutrientes nas águas superficiais	Guideline	Azoto [Ton N/ano]	Fracção da carga global	Fósforo [Ton P/ano]	Fracção da carga global

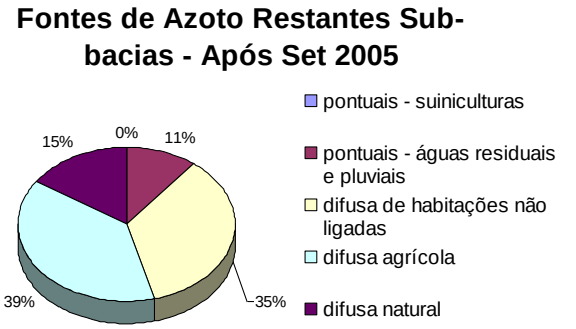
Águas residuais e águas pluviais	4	1 -11	11 - 50%	6 - 8	78 - 82%
Alojamentos não ligados a sistemas públicos de drenagem de águas residuais	5	5	20 - 35%	1	7 - 9%
Difusas de origem humana	6	5	22 - 39%	1	10 - 12%
Difusas de origem natural (“de fundo”)	6	2	9 - 15%	<1	1%
Soma de todas as cargas pela abordagem das fontes	1	**13-23**	100%	**7 - 9**	100%

a



b





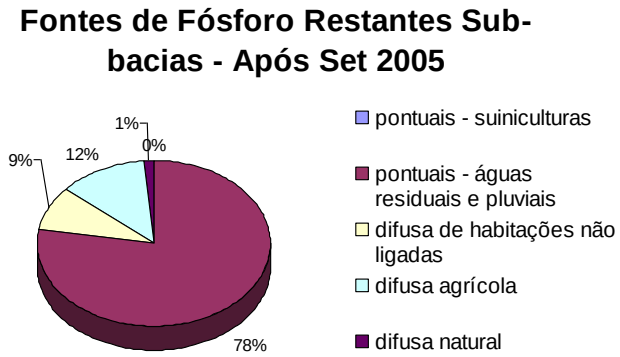


Figura 4. Distribuição das fontes de nutrientes nas restantes bacias afluentes à Lagoa de Óbidos (que não do Rio Arnóia e Real) por origem: a) fontes de azoto b) fontes de fósforo. Topo: situação anterior a Setembro de 2005; Base: situação após Setembro de 2005.

Com base na Figura 4 podemos dizer que a origem das fontes foi assim alterada da seguinte forma:

1. Para o azoto as principais origens de nutrientes passaram a ser as fontes difusas de origem agrícola e de população não ligada a sistemas de águas residuais (com 35 a 40% do total para cada origem;

2. Para o fósforo as fontes pontuais continuam a ser a principal origem agora com cerca de 80% das fontes, seguida da difusa agrícola com cerca de 10% do total. Assim, no período

após a entrada em funcionamento do exutor, as fontes geradas nestas bacias são cerca de 2 a 6% das fontes geradas pela bacia do Rio Arnóia e Real.

3.4. Monitorização nos principais afluentes

Da aplicação das *Guidelines da Ospar* concluiu-se que a principal origem da carga na bacia hidrográfica dos Rios Arnóia/Real são as suiniculturas e que após Setembro de 2005 existiu uma redução de apenas 2 a 3% em toda a bacia. Pelo contrário os resultados obtidos na bacia do Rio da Cal apontam para que a origem da carga esteja associada às descargas das ETAR (mais em particular Caldas da Rainha). Deste modo após Setembro de 2005 (entrada em funcionamento do emissário submarino da Foz do Arelho) existe uma redução da carga descarregada de cerca de 94% em termos de azoto e de 87% em termos de fósforo. Seria de esperar um redução também das concentrações de nutrientes, em particular amónia, no Rio da Cal.

No entanto a monitorização levada a cabo pelo INAG mostra que de facto existe uma redução da concentração no rio mas continuam ainda a ser observadas concentrações elevadas de amónia e fosfato no Rio da Cal, o qual entra na zona do braço da Barrosa, área peculiar da Lagoa de Óbidos (Figura 5).

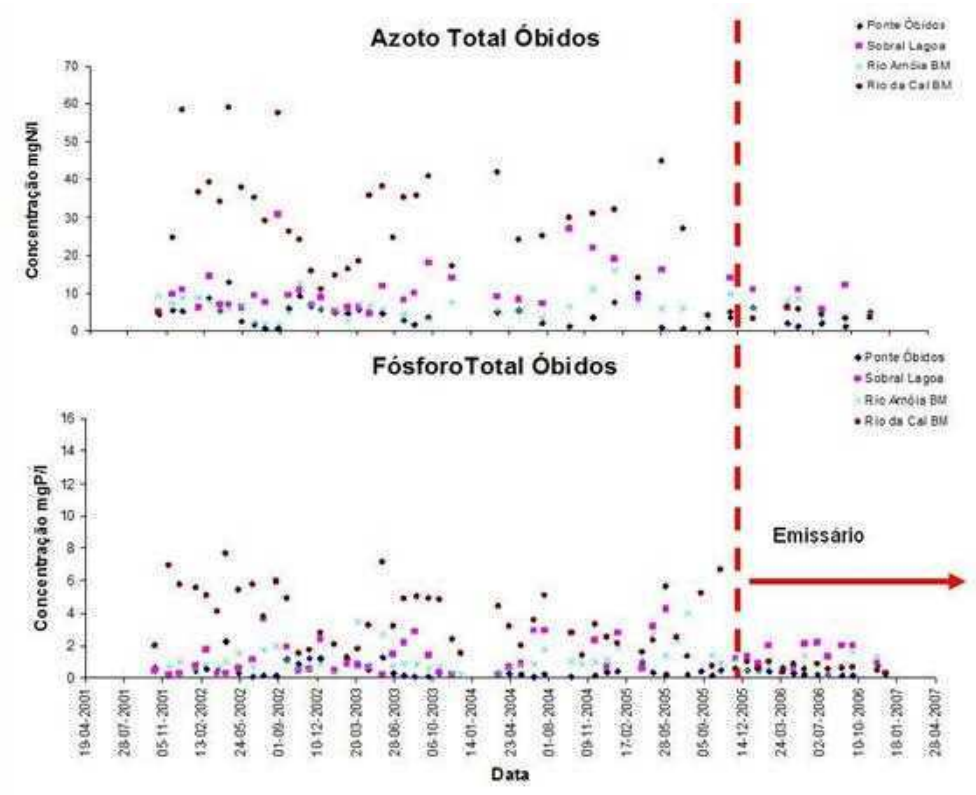


Figura 5. Concentrações de amónia e fósforo total antes e após a entrada em funcionamento do emissário submarino da Foz do Arelho

Na Figura 6 apresentam-se os resultados obtidos para a amónia e fosfato através da monitorização nos principais afluentes à lagoa. Os resultados obtidos apresentam-se sob a forma de séries temporais onde se mostra a variação sazonal e inter-anual da amónia e fosfato.

Em relação aos principais nutrientes os resultados apontam para valores de amónia, em todas as campanhas, com excepção da campanha de Janeiro de 2008, mais elevados no Rio da Cal. Uma vez que a ETAR das Caldas da Rainha se encontra ligada ao emissário submarino da Foz do Arelho desde Setembro de 2005, os valores identificados não deverão ser atribuídos à descarga desta infra-estrutura. Estes resultados sugerem, sim, que existem outras descargas importantes no Rio da Cal para além das fontes urbanas (que são direccionadas para o emissário, após tratamento). À semelhança da amónia, os teores de fosfato também foram mais elevados no Rio da Cal, pelo que sugerem a existência de descargas não controladas no Rio da Cal.

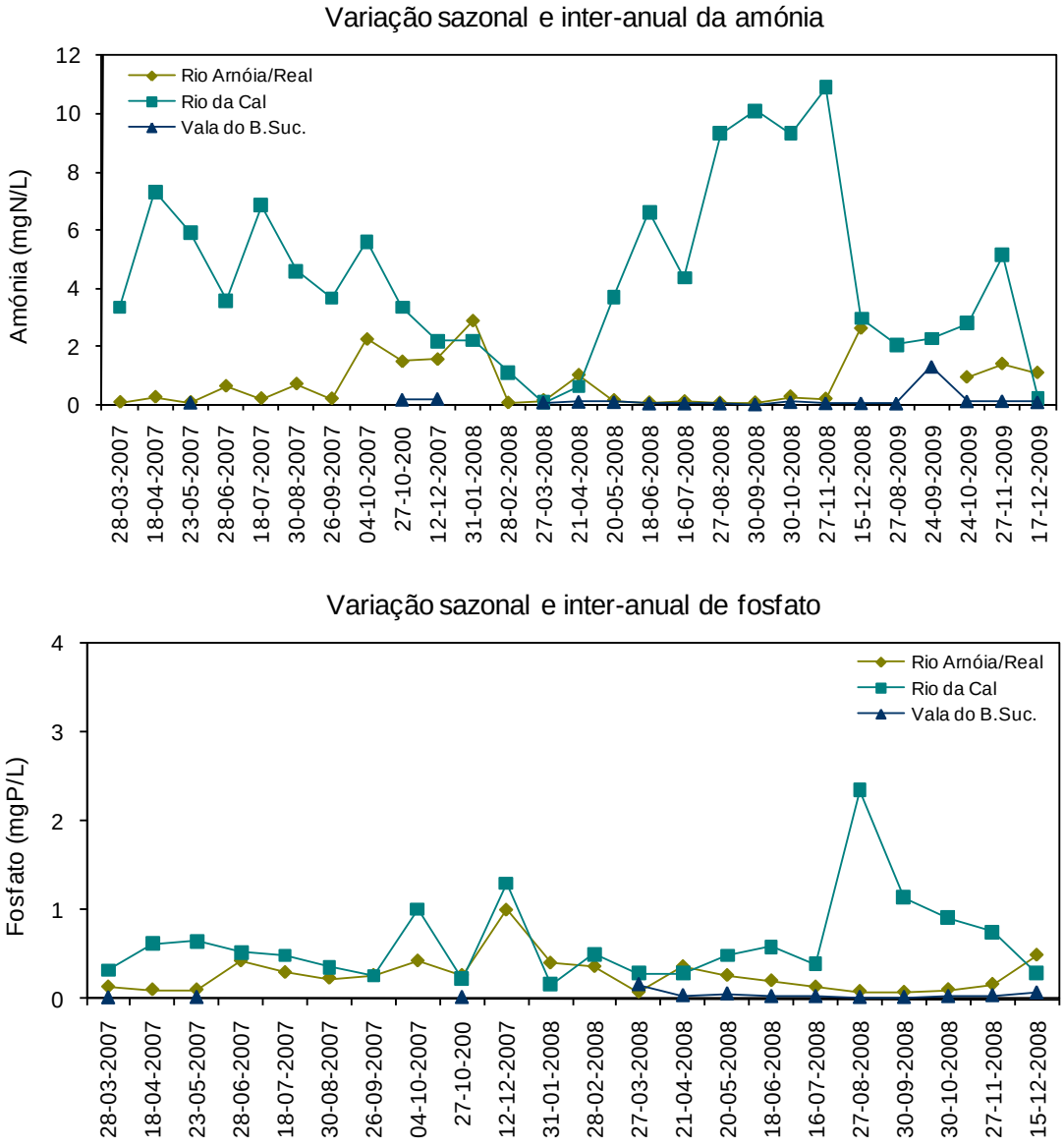


Figura 6. Concentrações de amónia e fosfato nas campanhas realizadas desde Março de 2007 a Dezembro de 2008.

No sentido de estudar a variação espacial das concentrações do Rio da Cal, este afluente, foi objecto de uma monitorização “cercada” com vista a poder explicar as elevadas cargas que continuam a afluir à Lagoa de Óbidos (mesmo após a ligação da ETAR das Caldas da

Rainha ao emissário submarino da Foz do Arelho) na zona do braço da Barrosa. Após a monitorização "cercada" a qual consistiu em monitorizar 3 estações, desde as imediações da cidade das Caldas da Rainha até à entrada do braço da Barrosa.

As principais interpretações e conclusões mostram que existe um aumento da concentração de amónia (Figura 7) e fosfato visível nas duas campanhas, entre o ponto Cal_Cidade e Cal_Montante. O ponto monitorizado nas imediações da cidade das Caldas da Rainha (Cal_Cidade) apresenta valores baixos de amónia e fosfato, reflectindo o estado natural do rio com ausência de fontes de poluição. Pelo contrário, valores elevados foram registados no ponto Cal_Montante, e só podem ser explicados pela existência de uma descarga na sua proximidade no troço entre o ponto Cal_Cidade e Cal_Montante. Este incremento nos teores de amónia e fosfato, não se encontram associados à ETAR das Caldas da Rainha, mas sim à existência de outra fonte de poluição, porque (i) a ETAR fica localizada a jusante deste troço e (ii) desde Setembro de 2005 que se encontra ligada ao emissário submarino da Foz do Arelho.

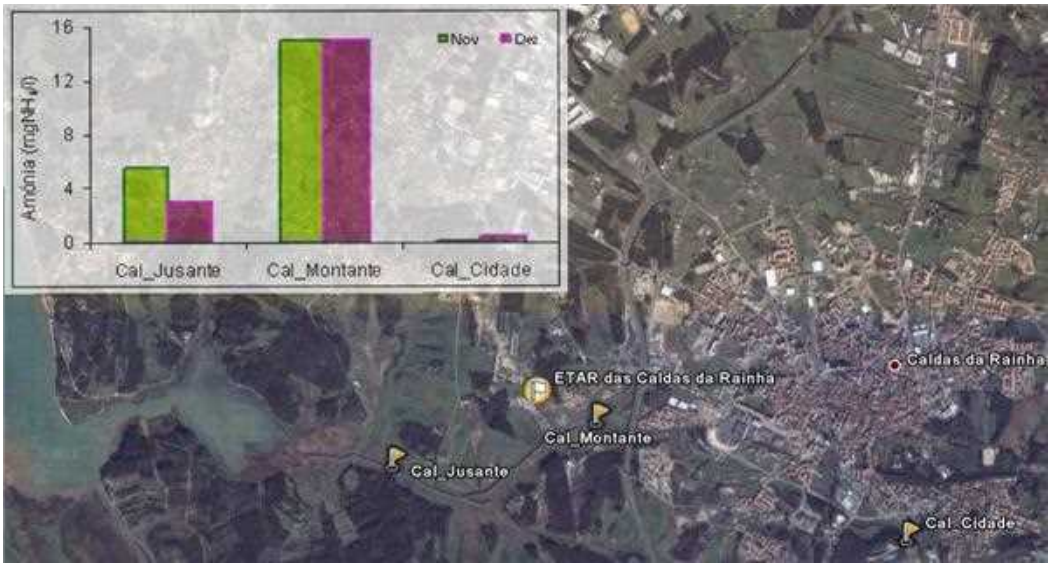


Figura 7. Dados de Amónia obtidos nas campanhas de Novembro e Dezembro 2007, no Rio da Cal.

Os resultados obtidos nas campanhas de Novembro e Dezembro de 2007, mostraram que as cargas à entrada do braço da Barrosa continuam a ser elevadas porque existem fontes de poluição geradoras de elevadas cargas de amónia e fosfato para o Rio da Cal. Esta monitorização "cercada" do Rio da Cal sugere que as descargas importantes ocorrem no troço ente o ponto Cal_Cidade e Cal_Montante. Com o objectivo de encontrar descargas não controladas no Rio da Cal que pudessem justificar o aumento da concentração de amónia e fosfato, foi feito um levantamneto de terreno ao longo do Rio da Cal. Neste levantamento detectou-se um pequeno afluente ao Rio da Cal o qual foi monitorizado em vários pontos.

Os resultados obtidos mostram que existe um aumento da concentração de amónia (Figura 8) e fosfato entre o ponto P#2 e Cal_Montante. Este incremento é explicado pelas concentrações que chegam ao Rio da Cal através da estação P#1. A monitorização do afluente ao Rio da Cal mostra que as concentrações de amónia e fosfato são elevadas nos três pontos de amostragem, verificando-se que não existe nenhum incremente de amónia ou fosfato após a entrada da fábrica de sabão e da quinta doméstica. Estes resultados indicam

que a poluição já vem de trás, ou seja ainda mais a montante da fábrica de sabão.

Conjuntamente com a monitorização foi feito um levantamento no terreno, o qual indica que após a fábrica de sabão, a auto-estrada A8 intercepta o afluente ao Rio da Cal perdendo-se, por isso, o rasto da linha de água. O levantamento continuou para lá da A8, mas como se avizinhava a cidade das Caldas da Rainha, não mais foi possível detectar a linha de água que vai entrar perto da fábrica de sabão e que depois acaba por afluir ao Rio da Cal. Isto indica que a linha de água se encontrará canalizada ou que resulta de um curso de água subterrânea.

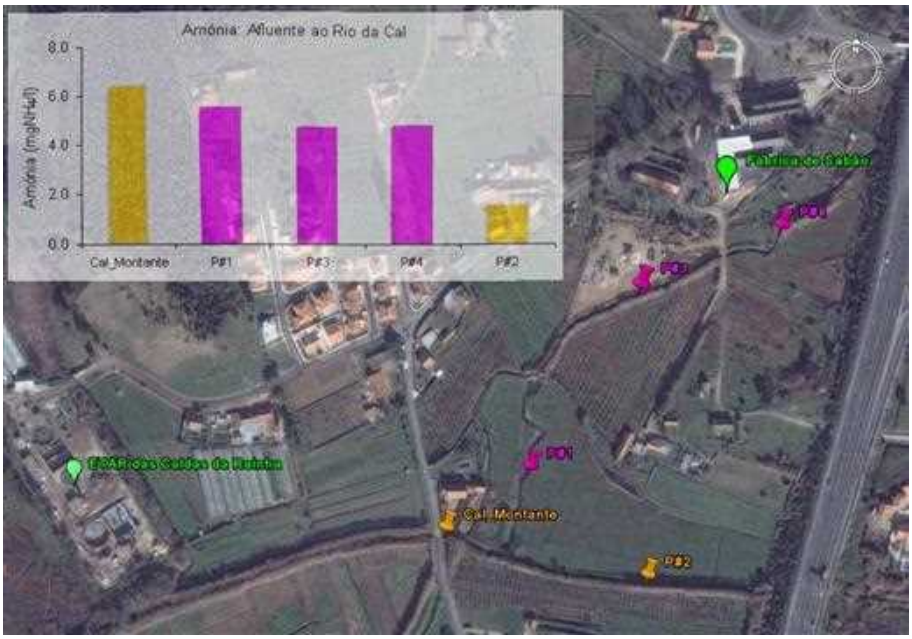


Figura 8. Dados de Amónia obtidos na campanha de 28 de Fevereiro de 2008 no Rio da Cal e no afluente ao Rio da Cal.

Uma vez que através da monitorização já não seria possível obter mais respostas, foi feita a análise da bacia de drenagem desta linha de água com o modelo SWAT. A área de influência natural do rio da Cal estende-se desde a localidade de Nadadouro, passando em parte da cidade das Caldas da Rainha e até Gaeiras.A área de influência natural do afluente que se queria estudar (Figura 9) estende-se principalmente por parte da zona urbana de Caldas da Rainha (à direita da auto-estrada) e por uma área menos urbanizada (à esquerda da auto-estrada). Este resultado indica que é praticamente a poluição que vem da cidade das Caldas da Rainha que está a drenar para o afluente ao Rio da Cal, o qual determina as concentrações medidas à entrada do braço da Barrosa.

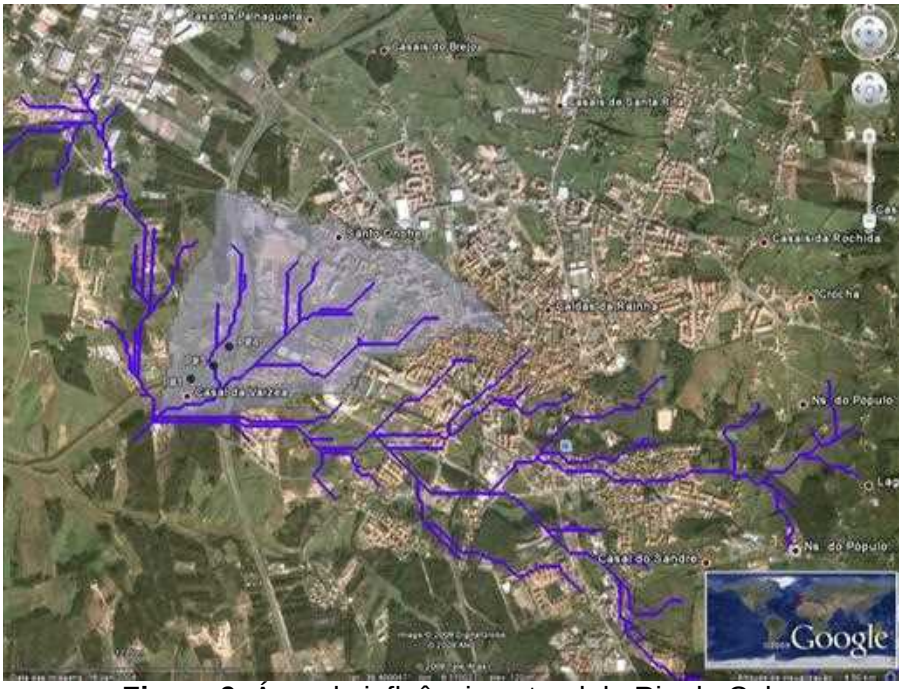


Figura 9. Área de influência natural do Rio da Cal.

3. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para entender o comportamento das bacias face a diferentes cenários de cargas, optou-se por aplicar as *Guidelines* da OSPAR às bacias afluentes à Lagoa de Óbidos. Desta forma, simularam-se as cargas que atingiriam a lagoa a partir das bacias de drenagem e qual a sua origem, antes e depois de Setembro de 2005 (data em que se iniciou a exploração do emissário submarino da Foz do Arelho).

Para o cálculo da carga nos rios (nas estações hidrométricas) utilizaram-se dados para 10 anos antes da entrada em funcionamento do exutor (1995 a 2005) e cerca de um ano depois (2006). Assim, o período de referência utilizado foi de 1995 a 2005.

A abordagem assumida na modelação comportou duas componentes do sistema: A bacia do Rio Arnóia e Real e as “restantes bacias” drenantes para a Lagoa de Óbidos.

A bacia dos Rios Arnóia e Real exportavam para as linhas de água (fontes), no período anterior à entrada em funcionamento do emissário, cerca de 610 a 630 tonN/ano e cerca de 140 a 145 tonP/ano. Destas, a fonte predominante provém das suiniculturas (cerca de 74% do azoto e cerca de 67% do fósforo). As cargas difusas representam cerca de 7% do total de azoto e cerca de 17% das cargas de fósforo e as cargas de águas residuais representam cerca de 11% das cargas de azoto e 12% das de fósforo. As cargas associadas a habitações não ligadas a colector representam cerca de 8% das fontes de azoto e cerca de 4% das de fósforo.

A carga que efectivamente atingia a Lagoa de Óbidos (após a retenção no rio) a partir da bacia do Rio Arnóia e Real, no período anterior a Setembro de 2005, é de cerca de 500 a 520 tonN/ano e cerca de 125 130 tonP/ano.

Após Setembro de 2005 entrou em funcionamento o emissário submarino e as ETAR de Carregal e Óbidos, na bacia do rio Arnóia e Real, deixaram de descarregar nos afluentes da

Lagoa o que representou uma redução de cerca de 12 a 17 tonN/ano e 3 tonP/ano, o que representa cerca de 2 a 3% das fontes totais da bacia, não alterando significativamente o cenário traçado para o período anterior a Setembro de 2005.

Nas "restantes bacias" afluentes à Lagoa de Óbidos não existe possibilidade de aplicação das Guidelines por inteiro, tendo, no entanto, sido possível elaborar o estudo ao nível das fontes.

Assim, para o período anterior a Setembro de 2005 quase a totalidade das origens de azoto e fósforo devem-se à descarga das ETAR sendo as principais, as ETAR das Caldas da Rainha e, Foz do Arelho A ETAR da Charneca iniciou o seu período de funcionamento em Setembro de 2005, altura em que o emissário submarino iniciou também a sua função, não tendo nunca chegado a descarregar os seus efluentes tratados na Lagoa de Óbidos.

De referir que as fontes geradas neste período, nestas bacias, são da ordem de 40 a 55% daquelas que são geradas na bacia do Rio Arnóia e Real, no que respeita ao azoto e cerca de 40 a 50% para o fósforo.

Após Setembro de 2005 as ETAR de Caldas da Rainha e Foz do Arelho passaram a descarregar no mar, através do emissário submarino da Foz do Arelho o que corresponde a uma redução de cerca de 94% da carga para o azoto e de cerca de 87% para o fósforo em relação ao período anterior a Setembro de 2005. Conclui-se ainda que, no período pós arranque do emissário submarino da Foz do Arelho, as fontes geradas nas restantes bacias drenantes são apenas cerca de 2 a 6% das fontes geradas pela bacia do Rio Arnóia e Real, cuja origem é predominantemente agro-industrial.

Resumindo, assumindo o cenário actual de pós entrada em funcionamento do emissário submarino, conclui-se que, neste momento, chega através da bacia do Real e Arnóia entre 494-519 ton N/ano e 124-128 tonP/ano, sendo que através das restantes bacias, também drenantes para a lagoa de Óbidos, chegam entre 13-23 ton N/ano e 7-10 ton P/ano. Ainda assim, há uma redução global de cargas na ordem dos 2 a 3% na bacia do rio Arnóia e Real e superior a 80% nas restantes bacias, quando comparado o cenário anterior (sem descarga no mar, mas com o efluente tratado em ETAR) com a cenário actual (efluente tratado e lançado no mar). Acrescenta-se ainda o facto de que o Rio da Cal continua a apresentar concentrações elevadas dos principais nutrientes azotados e fosfatos (embora mais baixas após a entrada em funcionamento do emissário) o que lhe confere menor qualidade da água. Estas concentrações estão associadas a descargas que não conseguem ser controladas oriundas essencialmente da zona da cidade das Caldas da Rainha. Enquanto todos os focos de poluição não forem detectados a remoção das ETAR por si só não resolve o problema de qualidade da água associado à Lagoa de Óbidos (Malhadas *et al*., 2009).

BIBLIOGRAFIA

Alves, C., Carvalho, S., Santos, M., Zenha, J.H.S. & Neves, R. (2006). Monitoring and Modelling Foz do Arelho submarine outfall plume. In Proceedings of 7th International Conference on Hydroinformatics HIC 2006, 3-7 September, Nice, France.

Malhadas, M.S. (2008). Modelação do impacte de emissários submarinos em zonas costeiras - caso da Foz do Arelho. Tese de Mestrado para a obtenção do grau de mestre na

área de Engenharia do Ambiente. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal, 95 p.), Publicada (em português)

Malhadas, M.S., Leitão, P.C., Silva, A., Neves, R., (2009). Effect of coastal waves on sea level in Óbidos Lagoon. Continental Shelf Research, Continental Shelf Research 29 (9), pp. 1240-1250.

http://swatmodel.tamu.edu/

http://www.dredging.org/documents/ceda/downloads/environment-ospar-dmguidelines.pdf

http://www.ysi.com/productsdetail.php?556MPS-21

RECOLHA DE RSU NA CIDADE CIMENTO DE MAPUTO
SUCESSOS E INSUCESSOS NA INTERNACIONALIZAÇÃO

Artur João CABEÇAS[1]

Palavras-chave: Cidade-Cimento, Deposição, Recolha, Limpeza Pública, Lixeira, Catadores, Contentores metálicos.

RESUMO

Em resposta ao concurso internacional para a recolha de resíduos sólidos municipais nas zonas de alta densidade da cidade de Maputo (PDMM/C-01/06/CMM/S), promovido pelo Banco Mundial, a EGF SA em consórcio com uma empresa local, NEOQUÍMICA Lda, apresentou uma proposta de prestação de serviços, tendo esta sido adjudicada e objecto da respectiva assinatura de contrato em Janeiro de 2008 com o Conselho Municipal de Maputo. Tendo presente que a proposta do consórcio teve por base um conjunto de pressupostos e condições impostas e exigidas no Processo de Concurso Internacional, aquando do comissionamento, do arranque em operação, da colocação dos contentores e da implementação dos circuitos de recolha, tiveram que ser desenvolvidas acções complementares (que permitiram recuperar condições extremamente negativas em termos ambientais e de saúde pública em geral) dinamizando a entrada em funcionamento de um novo conceito deposição e de uma metodologia de recolha através de circuitos de forma faseada, acompanhada de uma sensibilização da população para uma nova atitude e comportamento perante a nova imagem do serviço a prestar. Estas acções justificaram-se plenamente e foram fundamentais para o sucesso da implementação deste novo sistema de recolha e sensibilização na cidade do Maputo, podendo mesmo afirmar-se (perante a situação bastante negativa/caótica em termos de acumulação de resíduos nas ruas) que sem esta metodologia, mais gradual, sequencial e estabilizada, a evolução desta prestação de serviços não teria tido o sucesso e a consolidação verificada, conforme opiniões que registávamos posteriormente e que sempre foram muito positivas aquando de conversas e contactos com a população servida.

[1] Lic. Eng.ª Civil (IST), P.grad. Mecânica de Solos e Geotecnia
Prof. Aux. Convidado da FCT-Univ.Nova de Lisboa; Director da Empresa Geral do Fomento, S.A. (grupo AdP); Vogal do CA da Algar SA e da Resinorte SA.

Contudo a metodologia que foi assumida também veio a introduzir um conjunto de contingências adiando a consolidação global da prestação de serviços constante da proposta do consórcio. De facto, e por razões exógenas e que resultaram das condições difíceis e negativas existentes na área de intervenção que tiveram previamente de ser colmatadas para a implementação da solução técnica pretendida, esta operação sofreu insucessos e desvios significativos, com enormes dificuldades de gestão e com influência directa nos custos operacionais e de investimento inicialmente considerados.

Em síntese pretende-se com esta apresentação descrever de forma sucinta as acções realizadas ao longo desta operação num país em vias de desenvolvimento como Moçambique e salientar os sucessos e insucessos, as dificuldades e as contingências que podem ocorrer nestas operações, alertando-se para os riscos a considerar aquando de projectos a desenvolver em países em vias de desenvolvimento.

REMOÇÃO DE NITROGÊNIO NO TRATAMENTO DE ESGOTO DOMÉSTICO UTILIZANDO REATORES AERÓBIOS DE LEITO FLUIDIZADO COM CIRCULAÇÃO

Gleyce T. CORREIA (1); Dib GEBARA (2); Milton D. SOBRINHO (2)

Reatores aeróbios de leito fluidizado com ação de biofilme aderido a meio suporte têm como principais vantagens a possibilidade de retenção de grande quantidade de biomassa ativa, utilizam pouco espaço reduzido e possibilitam a remoção simultânea de matéria carbonácea e nitrogenada. A água residuária utilizada neste experimento foi o esgoto doméstico. Dentre os componentes destes está o nitrogênio, que está relacionado a problemas ambientais e de saúde humana. Assim, o estudo de sistemas de tratamento que removam este nutriente é cada vez mais importante. No presente trabalho objetivou verificar a eficiência na remoção deste nutriente utilizando dois reatores aeróbios de leito fluidizado com diâmetros internos diferentes (125 e 150 mm). As análises realizadas foram: nitrogênio total, nitrogênio amoniacal, nitrito e nitrato. O reator com maior área interna mostrou-se mais eficiente quanto à nitrificação, provavelmente devido a um maior equilíbrio as velocidades de descida e subida neste. De modo geral, o reator estudado mostrou ser uma tecnologia interessante para no tratamento de esgoto doméstico, porém é importante que seja utilizada uma configuração cuja diferença entre área interna/externa seja menor.

Palavras-chave: esgoto, leito fluidizado, nitrificação, reator aeróbio, tratamento biológico

1) Mestranda do Programa Engenharia Civil - Recursos Hídricos e Tecnologias Ambientais, FEIS – UNESP
2) Professor Doutor do Departamento de Engenharia Civil FEIS – UNESP
Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira (FEIS) - Depto. de Engenharia Civil - Alameda Bahia, n. 550, 15385-000. Ilha Solteira, SP
E-mail: dib@dec.feis.unesp.br

1. INTRODUÇÃO

Reatores como o de leito fluidizado com circulação, que utilizam ação de biofilme (aderido ou disperso no meio), surgiram da busca por melhoramentos nas estações de tratamento. Estes reatores têm como vantagens a possibilidade de reter maior concentração de biomassa ativa, ser compactos, remoção eficiente de matéria carbonácea e nitrogenada, em um mesmo reator. A circulação do sistema é gerada pela diferença na pressão hidrostática entre as seções de subida e descida após injeção de ar (Merchuk e Berzin, 1995).

Os biofilmes são ecossistemas microbianos complexos formados principalmente por células e produtos extracelulares, cuja espessura e estrutura dependem do material suporte, das condições físico-químicas, e do regime hidráulico empregados.

Segundo Campos (1999) o esgoto é composto por nutrientes (nitrogênio e fósforo), metais, sólidos (inorgânicos, inertes, grosseiros), compostos não biodegradáveis, patogênicos e, em alguns casos contaminantes tóxicos.

O nitrogênio está relacionado a problemas ambientais como a eutrofização, que além de problemas ambientais podem causar riscos à saúde humana. Por estes motivos, cada vez mais é interessante sua remoção nos sistemas de tratamento.

Para a remoção de nitrogênio, o processo mais utilizado é a remoção biológica por nitrificação/desnitrificação, onde ocorre primeiramente a nitrificação em ambientes estritamente aeróbios, com a oxidação da amônia a nitrato, em seguida tem-se a desnitrificação, em ambientes anóxicos, com o nitrato sendo convertido a nitrogênio molecular, utilizando o material orgânico disponível (Kato *et al*, 2001).

Há possibilidades de a denitrificação ocorrer simultaneamente ao processo de nitrificação, por meio do chamado processo SND (*simultaneous nitrification/denitrification) e* para que ocorra de maneira satisfatória é importante que ocorra um crescimento equilibrado entre as bactérias autótrofas e heterótrofas sem problemas de competição entre elas (Carvalho JR., 2008).

O principal objetivo deste trabalho foi verificar a eficiência na remoção de matéria nitrogenada utilizando dois reatores aeróbios de leito fluidizado com circulação interna, cuja diferença entre eles era o diâmetro interno.

2. MATERIAL E MÉTODOS

Os reatores utilizados tinham altura de 3 m e diâmetro do tubo externo de 250 mm e interno de 125 mm (R1) e 150 mm (R2). As vazões aplicadas foram 2800 L/h de ar e 46 L/h de esgoto, com TDH de 3 h. E a concentração de meio suporte (areia) aplicada foi 100 g/L.

Após ser retirado do poço de sucção da estação elevatória da cidade de Ilha Solteira, SP, o esgoto doméstico passou por somente peneiramento estático (1 mm), para a remoção de sólidos grosseiros. O afluente era, então, encaminhado a uma caixa de nível constante e, por meio de uma bomba peristáltica, era conduzido ao fundo do reator. O esquema descrito pode ser visualizado na figura 1.

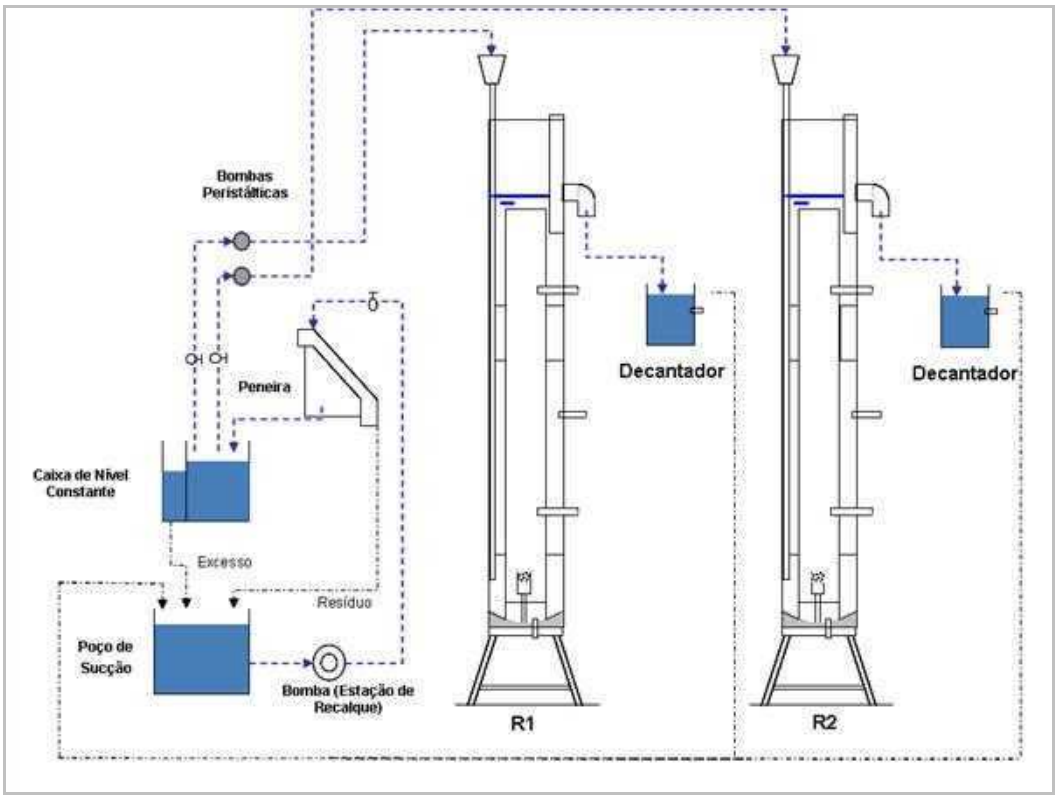


Figura 1. Esquema geral do sistema de tratamento utilizado

No afluente e efluente foram realizadas análises de NT (Nitrogênio Total), N_{Amon} (Nitrogenio Amoniacal), NO_2 (Nitrito) e NO_3 (Nitrato), segundo APHA (1998).

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Em geral, o nitrogênio total (Figura 1) no afluente variou entre 40 e 110 $mg.L^{-1}$ e o efluente entre 30 e 60 $mg.L^{-1}$. A remoção de nitrogênio total nos dois reatores foi de aproximadamente 35% aliado a uma remoção de DQO de 86%.

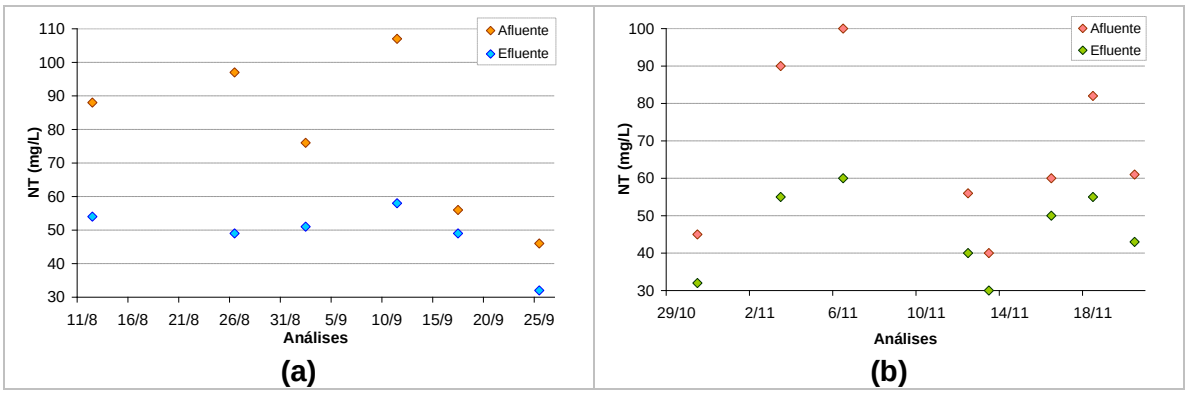


Figura 2. Valores de nitrogênio total no **(a)** R1 e **(b)** R2

Quanto ao nitrogênio amoniacal (Figura 3), no R1 a concentração de N_{Amon} no afluente variou entre 35 e 80 $mg.L^{-1}$ e no efluente entre 15 e 50 $mg.L^{-1}$. Enquanto que no R2 a concentração no afluente foi entre 15 e 70 $mg.L^{-1}$ e no efluente entre 10 e 40 $mg.L^{-1}$. A remoção média foi de 42% no R1 e 53% no R2.

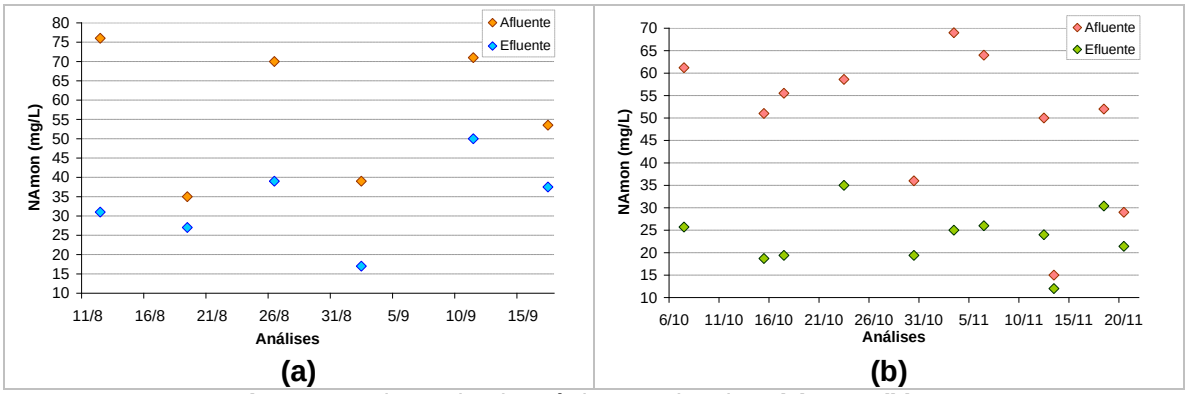


Figura 3. Valores de nitrogênio amoniacal no **(a)** R1 e **(b)** R2

Após o tratamento, os reatores apresentaram valores médios de nitrito (Figura 4) de 3,2 $mg.L^{-1}$ no R1 e 8,6 $mg.L^{-1}$ no R2. E de nitrato (Figura 5) foram 4,2 $mg.L^{-1}$ no R1 e 13,0

mg.L^{-1} no R2. Indicando que, no R2 pode ter ocorrido nitrificação, porém não ocorreu desnitrificação.

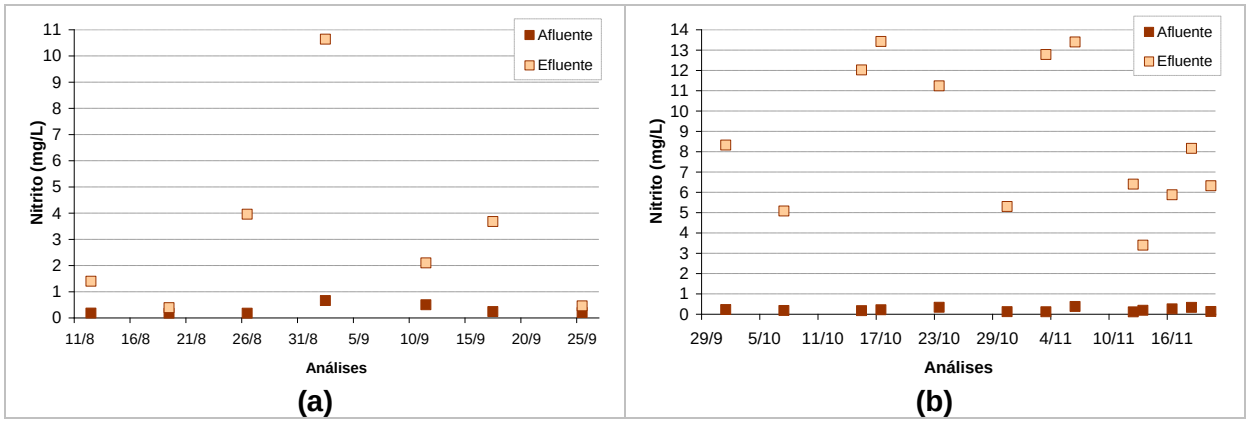


Figura 4. Valores de nitrito no **(a)** R1 e **(b)** R2

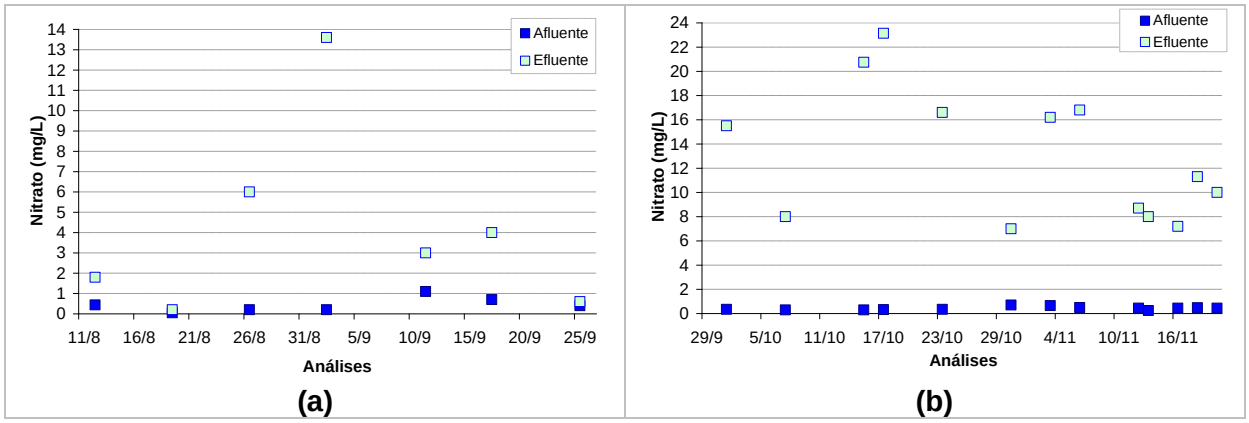


Figura 5. Valores de nitrato no **(a)** R1 e **(b)** R2

O R2 mostrou ser mais eficiente quando o objetivo é a nitrificação, isto provavelmente deve-se ao fato de que no reator com tubo interno menor (R1) a diferença entre as velocidades interna e externa são maiores que as observadas no R2, gerando certo desequilíbrio no sistema.

4. CONCLUSÕES

Observando os valores de nitrito e nitrato no efluente dos reatores, tem-se que, provavelmente, ocorreu o processo de nitrificação, porém com baixa eficiência, no R1. E que no R2 este processo apresentou eficiência superior ao R1.

Pode-se concluir que o reator utilizado mostrou ser uma tecnologia interessante para no tratamento de esgoto doméstico, sendo que uma configuração onde a diferença de velocidade seja menor entre as seções de subida e descida apresenta melhores condições para o desenvolvimento e ação dos microorganismos presentes no biofilme.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

APHA, AWWA e WPCF (1998) *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*, 20 ed. Washington

Campos, J. R. (1999) Tratamento de esgotos sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo. *PROSAB*, Rio de Janeiro, 1999

Carvalho JR., O. (2008) *Nova configuração de biofiltro aerado submerso utilizado no pós-tratamento do efluente de reator UASB*. Tese de Doutorado em Hidráulica e Saneamento. Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos

Kato, M. T., Florencio, L., Arantes, R. F. M. (2001) Tratamento de esgotos sanitários em reatores tipo EGSB anaeróbio e aeróbio. In: Chernicharo, C.A.L. Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios. Belo Horizonte, *PROSAB*, p.165-74

Merchuk, J.C., Berzin, I.. (1995) Distribuition of energy dissipation in airlift reactors. *Chemical Engineering Science*, v. 50, n.14, 2225-2233

RESPOSTAS HIDROLÓGICAS DE ZONAS URBANAS COM DIFERENTES DENSIDADES DE EDIFÍCIOS ALTOS A CHUVADAS INTENSAS – EXPERIÊNCIAS LABORATORIAIS

Jorge M. G. P. ISIDORO (1,3); João L. M. P. de LIMA (2,3)

RESUMO

A construção de edifícios altos é uma consequência da tendência de aglomeração populacional em grandes centros urbanos. Este facto permite um melhor aproveitamento do terreno disponível e uma redução do custo da construção por unidade de área, o que tem conduzido a um aumento deste tipo de construções nas zonas urbanas.

Apesar de a existência de edifícios altos influenciar a resposta hidrológica de zonas urbanas à acção combinada do vento e da chuva, esta área do conhecimento ainda não está suficientemente aprofundada. O presente estudo, baseado na modelação física do processo de precipitação-escoamento em laboratório para diferentes densidades de edifícios altos (típicos em centros urbanos recentes), tem como objectivo contribuir para aprofundar o conhecimento existente neste domínio específico.

Os resultados obtidos ilustram a influência combinada da densidade de construção e do movimento das células de chuva por acção do vento (que afectam a distribuição espacial e temporal da precipitação ao nível do solo) no escoamento superficial. Os resultados apresentam diferenças consideráveis nos volumes escoados superficialmente e nos valores dos picos de cheia, podendo assim concluir-se através das experiências laboratoriais descritas que, para chuvadas de diferentes características em áreas com diferentes densidades de edifícios altos, se verificam respostas hidrológicas distintas.

PALAVRAS-CHAVE

Cheias urbanas, drenagem urbana, escoamento superficial, modelação física, precipitações intensas, urbanização.

[1] Prof. Adjunto (eq.), Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Algarve, *Campus* da Penha, 8000-327 Faro, Portugal, Tel. (+351)289800154, Fax. (+351)289800183, jisidoro@ualg.pt
[2] Prof. Catedrático, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Pinhal de Marrocos, 3030-788 Coimbra, Portugal, Tel. (+351)239797179, Fax. (+351)239797123, plima@dec.uc.pt
[3] Instituto do Mar – Centro do Mar e Ambiente (IMAR-CMA), Coimbra, Portugal

1 INTRODUÇÃO

Um dos mais importantes problemas associados ao aumento das áreas urbanas, no que concerne ao fenómeno das cheias, corresponde ao aumento da área impermeável. Os sistemas urbanos de drenagem de águas pluviais são estruturas estáticas que têm de conseguir lidar com flutuações diárias e sazonais do escoamento superficial. Dado que, na sua maioria, estes sistemas não foram concebidos para tais ocupações do solo e necessitam de investimentos em larga escala para a sua adaptação, o aumento das áreas urbanas conduz a um aumento da intensidade e frequência de cheias (Hollis, 1975), sendo que esta consequência pode ainda ser aumentada por efeito das alterações climáticas (Mentens *et al*., 2006).

As chuvadas móveis são um fenómeno natural com grande influência no processo de precipitação-escoamento. O ignorar do movimento das células de chuva, pode resultar num considerável erro, por excesso ou por defeito, na estimativa dos volumes escoados bem como dos caudais de ponta (*e.g.* Maksimov, 1964; Yen e Chow, 1968; Wilson *et al.*, 1979; Singh, 2002; de Lima e Singh, 2002; de Lima *et al.*, 2003; Nunes *et al.*, 2006). Um conhecimento mais detalhado sobre o processo de precipitação-escoamento em áreas densamente urbanizadas torna-se importante para diversos estudos de engenharia, nomeadamente, para o projecto de sistemas urbanos de drenagem, a avaliação da poluição difusa e tratamento de águas residuais, o controlo de cheias e correspondentes sistemas de gestão, bem como para o transporte de solos e poluentes.

A simulação de chuvadas em laboratório permite a análise de uma grande amplitude de condições hidrológicas que ocorrem à escala do protótipo, controlando as características espaciais e temporais da precipitação (*e.g.* de Lima e Singh, 2002), o que se reveste de importância quando se analisam eventos com grande variabilidade espacial e temporal, como é o caso das chuvadas móveis. As vantagens na utilização de simuladores de chuva no estudo do escoamento superficial foram demonstradas por diversos autores (*e.g.* Meyer, 1965; Bryan e Poesen, 1989; Cerdà *et al*., 1997).

A maioria dos métodos utilizados em estudos hidrológicos assumem que as chuvadas aparecem e desaparecem de forma instantânea sobre a área de drenagem. Estes estudos, consideram uma intensidade de precipitação constante, o que contrasta com as chuvadas reais, de grande variabilidade temporal e espacial (*e.g.* Sharon, 1980; Willems, 2001), e portanto, não consideram o efeito causado no escoamento superficial devido ao movimento das células de chuva sobre a área de drenagem.

O principal objectivo deste estudo laboratorial sobre um modelo à escala é o de quantificar e descrever a influência da densidade de edifícios altos no processo de escoamento superficial para chuvadas móveis. Os resultados mostram existir diferenças consideráveis nos volumes escoados e caudais de ponta, e na forma dos hidrogramas, podendo assim concluir-se que a resposta hidrológica é distinta para chuvadas móveis em zonas com diferentes densidades de edifícios.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Simulador

O simulador de chuva é composto por um reservatório de nível constante abastecido a partir da rede pública, uma bomba e sistema de mangueiras, uma estrutura montada sobre rodas de borracha e movida por dois motores eléctricos, um painel de controlo, um sistema de aspersão com um nebulizador de cone preenchido (*Spraying Systems Co.*) orientado para baixo e equipado com uma válvula de retenção eléctrica e um manómetro.

O simulador de chuva existente no Laboratório de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (Figura 1), foi utilizado em estudos anteriores (*e.g.*, de Lima e Singh, 2003), mas nunca para analisar a influência da densidade de construção no escoamento superficial. Tendo sido concebido para simular chuvadas móveis permite um movimento unidireccional, nos dois sentidos, sendo automaticamente controlado através de um painel onde a velocidade e o sentido podem ser definidos. Um conjunto de 11 ventoinhas (cada uma pode ser controlada individualmente) está montado na parte superior da estrutura, permitindo assim simular o efeito combinado do vento e da chuva. A válvula de retenção eléctrica e o manómetro estão fixos a uma haste solidária com a estrutura 2.0 m acima da superfície da base do modelo à escala.



Figura 1. Simulador de chuva

Para que se garanta a pressão constante no nebulizador durante toda a chuvada, foi desenvolvido o sistema hidráulico apresentado na Figura 2. Este consiste numa válvula redutora de pressão após a tomada de água (mangueira de plástico reforçada), seguida de uma derivação em T com duas saídas: uma para a válvula de retenção eléctrica seguida do nebulizador de cone preenchido, e outra com um manómetro e uma válvula que causa uma perda de carga localizada, seguida por uma mangueira de retorno. A válvula redutora de pressão após a tomada de água elimina a diminuição de pressão no sistema provocada pela elasticidade do sistema de mangueiras, garantindo um valor de pressão constante desde o início de cada simulação de chuvada. O escoamento na mangueira de retorno é controlado por uma válvula que causa uma perda de carga localizada, eliminando o excesso de

pressão que é originado sempre que a válvula de retenção eléctrica é fechada. Como esta válvula está regulada para que a pressão seja ligeiramente inferior à definida para a válvula redutora de pressão, escoa-se continuamente um pequeno caudal na mangueira de retorno (este caudal é muito baixo pelo que se considera a perda de água como aceitável).



Figura 2. Nebulizador com sistema de pressão constante e manómetro

2.2 Modelo físico

Foi construído um modelo físico (maquete) à escala 1:100, conforme apresentado na Figura 3, com o objectivo de criar uma aproximação de uma bacia urbana completamente impermeabilizada com 40000 m^2 na qual é possível colocar e retirar elementos que visam simular os volumes prediais. Foram seleccionados materiais simples, de fácil moldagem e de boa trabalhabilidade, tendo as madeiras e respectivos derivados sido os materiais mais usados. Na base da maquete os suportes são placas rectangulares e trapezoidais em fibra de madeira de média densidade (MDF), onde assentam placas de aglomerado de madeira; os elementos representativos dos prédios são revestidos com aglomerado e placas de contraplacado (na cobertura e na base) e assentam em placas rígidas de poliestireno extrudido com estrutura de célula fechada pintadas com tinta impermeabilizante, o que permite uma boa e rápida fixação e remoção dos "prédios" com recurso a buchas de madeira (*pivot*). Foram criados canaletes nas placas de poliestireno, para direccionar a saída da água num só ponto.

A base necessita de ter resistência e garantir a estabilidade para toda a maqueta. As placas de aglomerado de madeira foram assentes nos suportes em MDF cortados para formar as inclinações pretendidas. A base ficou montada de modo a deixar uma pendente longitudinal de 10,0% e outra transversal de 2,5%.



Figura 3. Modelo à escala 1:100 (2×2 m^2)

Os blocos paralelepipédicos foram feitos com placas de aglomerado, pregadas a dois painéis de contraplacado (no topo e na base), com peças de madeira coladas para representarem as varandas ou elementos de fachada, e vedados com um cordão de silicone em todas as arestas expostas (laterais e cobertura). As placas de aglomerado foram cuidadosamente cortadas de modo a que as fachadas ficassem na vertical quando apoiadas na superfície inclinada. Estes elementos foram pintados para minimizar a absorção de água durante as simulações.

2.3 Aquisição de dados

Com vista à obtenção dos hidrogramas de escoamento superficial para cada simulação, foi colocado um reservatório cilíndrico graduado a jusante do modelo à escala, por forma a que este apenas recolhesse a água drenada do modelo, impedindo a entrada de precipitação directa no mesmo. Ao reservatório foi ligado um sensor de pressão de alta sensibilidade (VEGA Bar 20), cuja informação produzida foi gravada com intervalos de 1.0s num registador de dados (*Campbell Scientific Ltd.* CR510). O sistema foi ligado a um computador através de um elemento de interface (*Campbell Scientific Ltd.* SC32A), permitindo a contínua monitorização do sensor de pressão e do registador de dados.

2.4 Procedimento laboratorial

Para estudar a influência da densidade de edifícios altos no processo de escoamento superficial em zonas urbanas sujeitas à acção combinada do vento e da chuva, foi realizado um conjunto de simulações com vista à obtenção dos hidrogramas correspondentes ao escoamento superficial na saída do modelo à escala. O Quadro 1 sintetiza os cenários simulados.

Quadro 1. Cenários simulados nas experiências laboratoriais

Movimento da chuvada a)	Existência de vento b)	Densidade de edifícios altos c)	Direcção do movimento da chuvada d)
Estático Móvel	Com vento Sem vento	0,0% 12,5% 25,0% 37,5%	Ascendente Descendente

a) simulado com recurso ao movimento, ou não, da estrutura onde está montado o nebulizador
b) simulado com recurso ao accionamento, ou não, das ventoinhas
c) simulado com recurso ao uso de diferente número de elementos para a mesma área de drenagem
d) simulado com recurso à rotação do modelo à escala em 180º

Com os hidrogramas obtidos tornou-se possível obter o volume total escoado, o caudal médio e de ponta, e as durações associadas aos ramos ascendente e descendente dos mesmos.

2.4.1 Simulações das chuvadas intensas

Para conhecer a distribuição espacial da chuvada estática, foram, no início da série de ensaios, colocados recipientes distribuídos uniformemente na área por baixo do simulador de chuva, ao nível da maquete. Fez-se a recolha, nesses recipientes, da água precipitada para uma duração conhecida. Os recipientes (de abertura conhecida) foram pesados, conseguindo-se quantificar assim o volume precipitado em cada um. Obteve-se a partir destes dados a distribuição espacial da intensidade de precipitação. Este ensaio foi repetido 3 vezes. O valor médio da intensidade de precipitação para as chuvadas estáticas sobre a maqueta foi de 121 mm/h. A temperatura da água utilizada para a realização das simulações, medida no reservatório de nível constante, foi de cerca de 18,5 ºC.

Através de uma série de testes preliminares foi estimada a velocidade de deslocamento do simulador e o tempo de precipitação, para as diferentes simulações a realizar, para garantir que o volume total precipitado em cada ensaio fosse aproximadamente o mesmo, e portanto, os hidrogramas comparáveis.

No início de cada simulação, a maquete foi molhada através do funcionamento do simulador de precipitação durante 3 minutos, após o que se aguardou 10 minutos antes de se iniciar o ensaio. Foi também medido o tempo que decorreu, para cada simulação, entre o início da precipitação sobre a maquete e o início do escoamento.

A alteração da densidade de edifícios foi conseguida através da colocação dos blocos paralelipipédicos, de forma aproximadamente uniforme. A área ocupada na maquete pela totalidade dos blocos (37,5% da área total) é de 1,5 m^2. Para as percentagens de 25,0%, 12,5% e 0%, as áreas ocupadas na maquete pelos blocos, são respectivamente, 1,0 m^2, 0,5 m^2 e 0,0 m^2.

Foram realizadas 96 simulações, correspondendo a 3 repetições para todas as combinações possíveis para os seguintes cenários:

- Existência e inexistência de vento;

- Chuvada estática e móvel;
- Densidade da construção (0%, 12,5%, 25,0% e 37,5% da área ocupada pelos 'edifícios');
- Orientação da pendente face ao movimento da célula de chuva (0º e 180º).

2.4.2 Tratamento de dados

Depois de recolhidos os dados foram verificadas as séries, eliminadas as leituras anómalas (< 1%), e verificada a semelhança entre as três simulações efectuadas para cada cenário. Optou-se por não trabalhar com valores médios, pelo que foi seleccionada para cada cenário apenas uma série de dados (a mais próxima da média entre cada conjunto de três simulações).

Os valores de pressão medidos pela sonda foram convertidos em volumes escoados, obtendo-se assim valores acumulados que, por sua vez, foram transformados em caudais. Cada série de caudais foi corrigida através do ajuste do instante inicial da precipitação, pois era conhecido o intervalo de tempo entre o início da precipitação sobre a área da maquete e o início do escoamento (início do registo das leituras do sensor de pressão). Foi assim, para cada simulação, estabelecido o correspondente hidrograma de escoamento superficial.

3 RESULTADOS

Sendo conhecido o hidrograma de escoamento superficial para cada cenário (na Figura 4 é apresentado um exemplo para o caso de chuvada móvel, no sentido descendente, com vento, e com 12,5% da área de edifícios ocupada), foram estabelecidas comparações entre os resultados obtidos para os diferentes cenários.

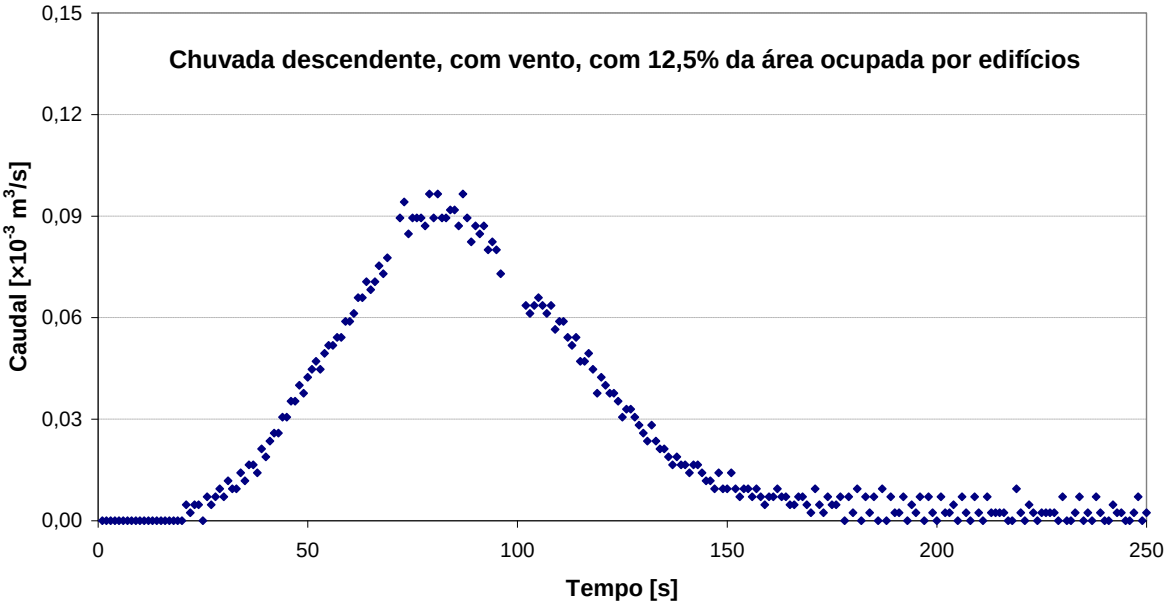


Figura 4. Exemplo de hidrograma de escoamento superficial registado pelo sensor de pressão

A Figura 5 mostra os hidrogramas de escoamento superficial para diferentes densidades de edifícios, para as situações de chuvada estática e móvel (descendente e ascendente), com e sem vento. Constata-se que para os cenários onde não há ocorrência de vento os valores dos caudais de ponta são superiores em relação às simulações com vento, o que também se verifica nos cenários com chuvadas estáticas face às móveis. Tal deve-se ao facto de a acção combinada do vento e da chuva, e de o movimento das células de chuva, obrigar a que uma maior percentagem das gotas precipitadas colidam com as paredes dos edifícios, aumentando assim o seu tempo de percurso na área a drenar (tempo de concentração). Verifica-se que ao aumento da densidade de edifícios, corresponde uma diminuição do caudal de ponta quando comparado com a mesma área urbana (impermeável) sem edificações, uma resposta hidrológica (ramo ascendente do hidrograma) mais lenta e um aumento do tempo de base do escoamento, também pela razão atrás exposta, pois quanto maior for a densidade de edifícios altos na área de drenagem, maior será o tempo de percurso das gotas precipitadas.

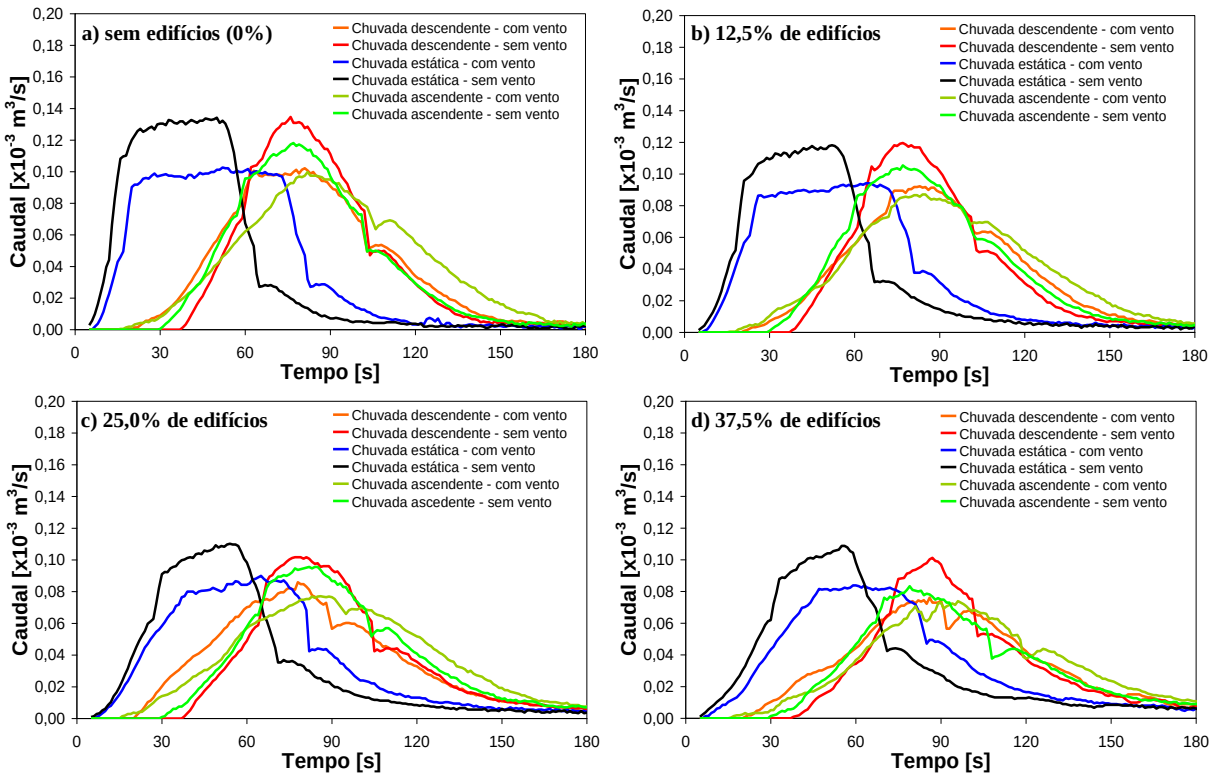


Figura 5. Comparação entre os hidrogramas de escoamento superficial para os cenários de chuvada estática e móvel (descendente e ascendente), com e sem vento, para: a) 0%; b) 12,5%; c) 25,0% e d) 37,5% da área de ocupação de edifícios

Na Figura 6, observa-se a relação entre os caudais de ponta (Qp) para situações de chuvada móvel ascendente e descendente, para as diferentes densidades de edifícios, com e sem a ocorrência de vento. Verifica-se que, para as mesmas condições de densidade de

edifícios e ocorrência (ou não) de vento, as chuvadas com movimento descendente provocam maior caudal de ponta.

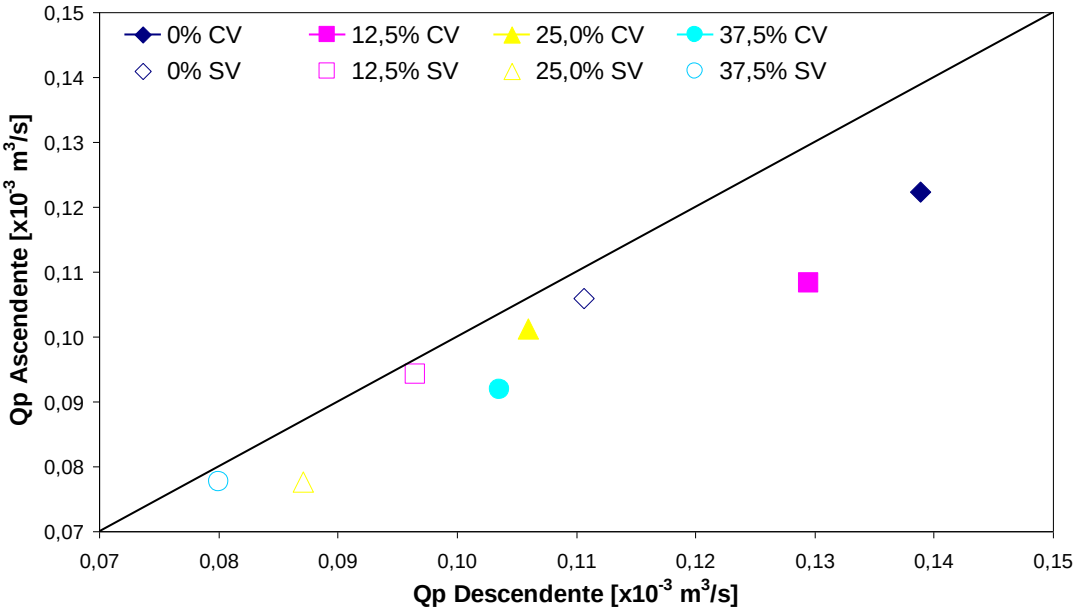


Figura 6. Relações entre caudais de ponta para cenários de chuvada móvel ascendente e descendente, com diferentes densidades de edifícios e ocorrência (CV), ou não (SV), de vento

4 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos com base nas simulações laboratoriais mostram que existem respostas hidrológicas distintas para os cenários estudados, ilustrando a influência da acção da densidade de construção de edifícios altos e do movimento das células de chuva por acção do vento (que afectam a distribuição espacial e temporal da precipitação ao nível do solo) no escoamento superficial. O aumento da área urbanizada com edifícios altos quando comparado com a mesma área urbana (impermeável) sem edificações, promove uma diminuição do caudal de ponta e aumento do tempo base de escoamento, alterando a forma dos hidrogramas de cheia (*e.g.* reduz a inclinação do ramo ascendente). Nas simulações laboratoriais estas características do escoamento superficial foram atenuadas pela ocorrência de vento forte em simultâneo com a precipitação devido a maior intercepção lateral provocada pelos edifícios. O movimento das células de chuva ao longo da direcção descendente da área de drenagem provoca uma resposta hidrológica mais rápida (maior

inclinação do ramo ascendente do hidrograma) e uma drenagem mais lenta (menor inclinação do ramo descendente do hidrograma). O caudal de ponta também é superior.

O trabalho laboratorial descrito neste artigo mostra que a densidade de construção de edifícios altos, a distribuição espacial e temporal da precipitação, a ocorrência de vento, e o movimento das células de chuva têm uma clara influência no processo de escoamento superficial em áreas urbanas.

Pretende-se realizar mais ensaios com vista a possibilitar extrapolar as conclusões obtidas para a situação real. Serão estabelecidos novos cenários (*patching* dos edifícios altos, aceleração e desaceleração das células de chuva, declive da área de drenagem), o que também contribuirá para consolidar os resultados já obtidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bryan R.B., Poesen J. (1989). Laboratory experiments on the influence of slope length on runoff, percolation and rill development. *Earth Surface Processes and Landforms* 14, 211–231.

Cerdà A., Ibáñez S., Calvo A. (1997). Design and operation of a small and portable rainfall simulator for rugged terrain. *Soil Technology* 11, 163–170.

de Lima J.L.M.P., Singh V.P. (2002). The influence of the pattern of moving rainstorms on overland flow. *Advances on Water Resources* 25, 817–828.

de Lima J.L.M.P., Singh V.P. (2003). Laboratory experiments on the influence of storm movement on overland flow. *Physics and Chemistry of the Earth* 28, 277‑282.

de Lima J.L.M.P., Singh V.P., de Lima M.I.P. (2003). The influence of storm movement on water erosion: storm direction and velocity effects. *CATENA* 52, 39–56.

Hollis G.E. (1975). The effect of urbanization on floods of different recurrence interval. *Water Resources Research* 11(3), 431–435.

Maksimov V.A. (1964). Computing runoff produced by a heavy rainstorm with a moving center. *Soviet Hydrology* 5, 510-513.

Meyer L.D. (1965). Simulation of rainfall for soil erosion research. *Transactions of the ASAE* 8, 63–65.

Mentens J., Raes D., Hermy M. (2006). Green roofs as a tool for solving the rainwater runoff problem in the urbanized 21st century?. *Landscape and Urban Planning* 77(3), 217–226.

Nunes J.P., de Lima J.L.M.P., Singh V.P., de Lima M.I.P., Vieira G.N. (2006). Numerical modeling of surface runoff and erosion due to moving rainstorms at the drainage basin scale. *Journal of Hydrology* 330, 3-4, 709–720.

Sharon D., (1980). The distribution of hydrologically effective rainfall incident on sloping ground. *Journal of Hydrology* 46, 165–188.

Singh V.P. (2002). Effect of the duration and direction of storm movement on infiltrating planar flow with full areal coverage. *Hydrological Processes* 16, 1479–1511.

Willems P. (2001). A spatial rainfall generator for small spatial scales. *Journal of Hydrology* 252, 126–144.

Wilson C.B., Valdes J.B., Rodrigues-Iturbe I. (1979). On the influence of the spatial distribution of rainfall on storm runoff. *Water Resources Research*. 15(2), 321–328.

Yen B.C., Chow V.T. (1968). A study of surface runoff due to moving rainstorms. *Hydraulic Engineering Series* No. 17, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, USA.

RESSETORIZAÇÃO DO SETOR MOOCA REDUZ 1.000000 DE M³ EM PERDAS.

JOSÉ EROMILDES PORTELLA[(1)]

Graduando em Engenharia de Produção pela Universidade Estácio de Sá . Técnico em Sistemas de Saneamento da Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (Sabesp) desde 1987.

MAURICIO YUKIO TODA

Engenheiro Civil, formado pela Universidade Camilo Castelo Branco. Tecnólogo em obras hidráulicas pela Fatec. Tecnólogo da Cia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo desde 1997.

Endereço[(1)]: Rua Dona Antônia de Queirós, 218 - Consolação - São Paulo - SP - CEP: 01307-010 - Brasil - Tel: +55 (11) 3138-5449 - e-mail: jeportella@sabesp.com.br

Resumo

O presente trabalho descreve uma abordagem integrada da metodologia para o diagnóstico e ações para redução de perdas de água, com a gestão de eficiência operacional num setor de abastecimento.

O setor Mooca dentre os 30 setores de abastecimento da MC/Sabesp, apresentou o maior volume perdido. O setor é abastecido por um reservatório setorial com capacidade de reservação nominal de 70.000m³ através de duas adutoras.

1. Guaraú-Mooca(2500mm)

2. Mirante-Mooca(900mm

O indicador de perdas estava em 0,624 m³/lig/dia em 2008 totalizando uma perda anual de 2.200.000m³.

A abordagem foi planejada em três fases, em função da complexidade e visando em cada fase obter um resultado:

1. Redução de 5mH_2O utilizando a válvula de controle instalada na adutora.

2. Ressetorização do setor criando os setores Mooca e Derivação Brás e reduzindo mais 5mH_2O com a instalação de uma válvula redutora de pressão na entrada do novo setor.
3. Eliminar a derivação em marcha, abastecendo o novo setor criado através de um reservatório de montante, cujo projeto se encontra em execução.

Palavras-chave: Diagnóstico. Perdas de água. Ressetorização. Válvula multijato

1 OBJETIVO

O objetivo principal do presente trabalho estudar e implantar ressetorização do setor Mooca com o objetivo de reduzir a perda volumétrica setorial através da metodologia de redução de perdas(cruz de Lambert) integrada com a gestão de eficiência operacional.

2 INTRODUÇÃO

O setor Mooca abastece parte da região central caracterizada por prestação de serviços e um bairro residencial, Mooca, muito populoso com 94.000 ligações de água no total. Neste setor está contida uma área também conhecida como Anel do Brás 30.695 ligações, é atendida principalmente pela derivação Mirante Mooca de 1000mm, porém recebe em algumas horas do dia uma contribuição da saída da Mooca. Trata-se do maior setor da Unidade Centro com 836 km de rede de distribuição e 94.000 ligações. Com a crescente verticalização deste setor a adução começa a apresentar sinais de saturação.

O Índice de Perdas do setor Mooca é da ordem de 0,624 m³/lig/dia. O volume médio macromedido é de 5.000.000 m³ e o volume médio micromedido de 2.200.000 m³, ou seja, o diferencial é de 2.800.000 m³. Deste diferencial, 77% são consideradas perdas reais e 23% perdas aparentes. É quase 1 m³/s não faturado, algo em torno de 20% da vazão aduzida.

A meta neste setor é reduzir perdas, repensar o setor já que hoje ele se mistura com o chamado Anel do Brás (derivação Brás) e melhorar a adução.

A figura abaixo difundida como a cruz de Lambert, foi desenvolvida por Davi Pearson propõe um modo básico para se lidar com perdas reais, onde as quatro atividades devem ser integradas para se atingir o resultado.

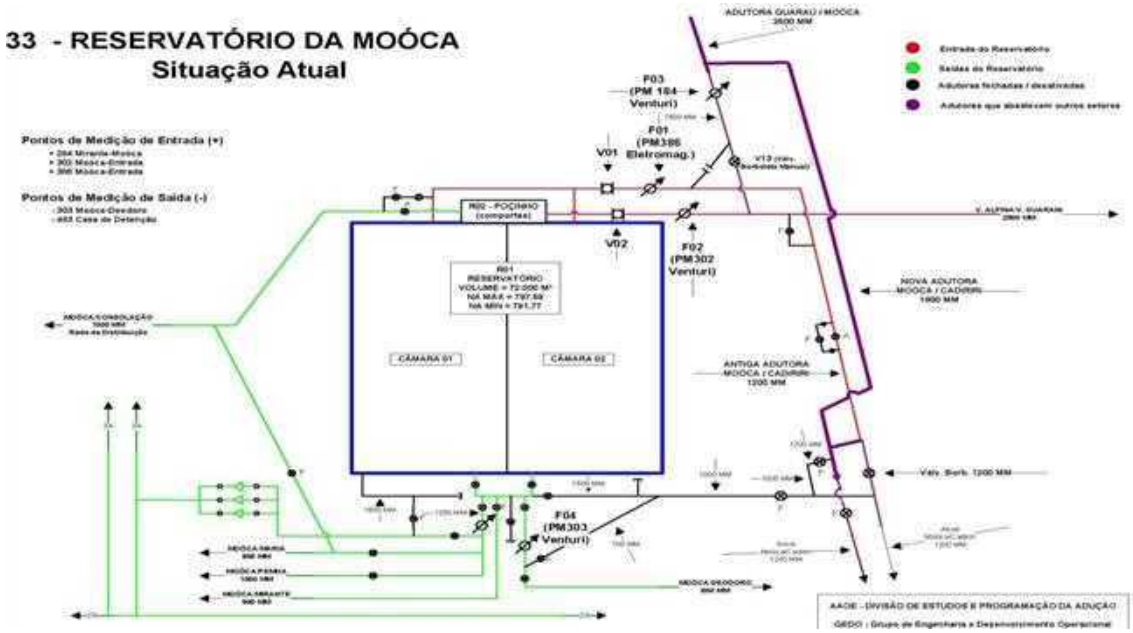


3 METODOLOGIA

A solução de retirar a derivação Mirante – Mooca e passar a adução para o reservatório Mooca reduzirá significativamente as perdas do setor. A cota piezométrica atual no ponto de entrega da V02 é de 815,40 msnm enquanto que pelo reservatório em seu nível máximo será de 770,40 msnm, ou seja, uma redução de cerca de até **45 mH_2O** dependendo das condições da alça Guaraú-Consolação.

A perda real do setor é igual 77% de 2.800.000m³ = 2.156.000 m³, se reduzirmos 45mH_2O, isso vai corresponder 45% de 2.156.000 m³= 979.000 m³.

O escopo deste estudo é implantar uma solução de transição até a implantação do projeto acima descrito, que estima-se não aconteça em menos de 12 meses.

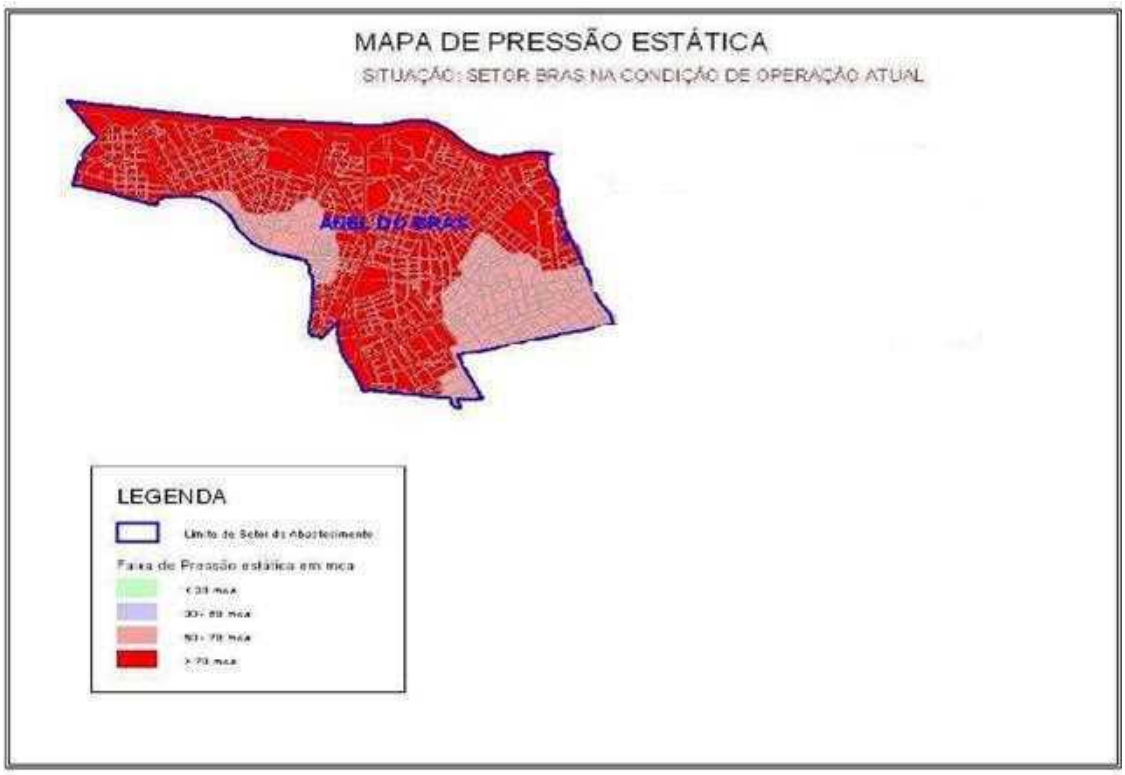


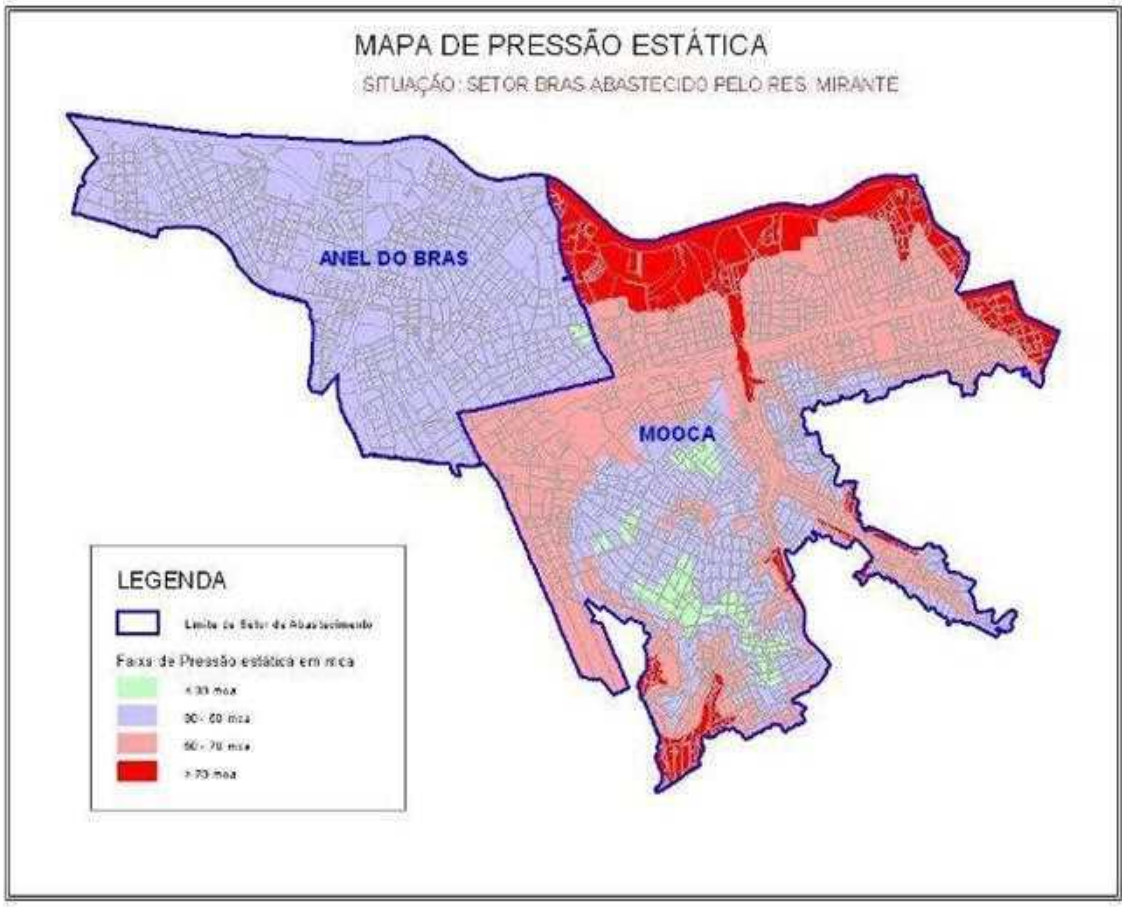
Uma alternativa para equacionar o abastecimento da derivação Mirante–Mooca é que ela seja feita via reservatório Mirante. Desta forma, a válvula 031V02 será fechada e a vazão veiculada por esta válvula, passa a ser aduzida para o reservatório Mirante. Através de uma interligação entre a saída do reservatório Mirante e a derivação Mirante - Mooca (Anel do Brás), o setor correspondente à derivação do Anel do Brás será abastecido.

Como o Anel do Brás é uma derivação do Sistema Adutor Metropolitano-SAM (alça Guaraú/Consolação) fica submetida à elevada carga piezométrica o que amplia significativamente as perdas setoriais. Em alguns pontos da rede de distribuição a pressão supera 100 mH_2O. Como o reservatório Mirante está em uma cota mais favorável, é mandatário em relação ao abastecimento do complexo Consolação (reservatório e elevatórias), ou seja, em qualquer acréscimo de vazão para eliminação do Anel do Brás é mais vantajosa a transferência pelo reservatório Mirante.

Considerando que a estratégia operacional será o fechamento da válvula 031V02 (válvula de controle da derivação Mirante – Mooca), e a vazão veiculada deverá ser transferida para o reservatório Mirante, hidraulicamente o equilíbrio de vazões não será alterado na alça Guaraú-Consolação.

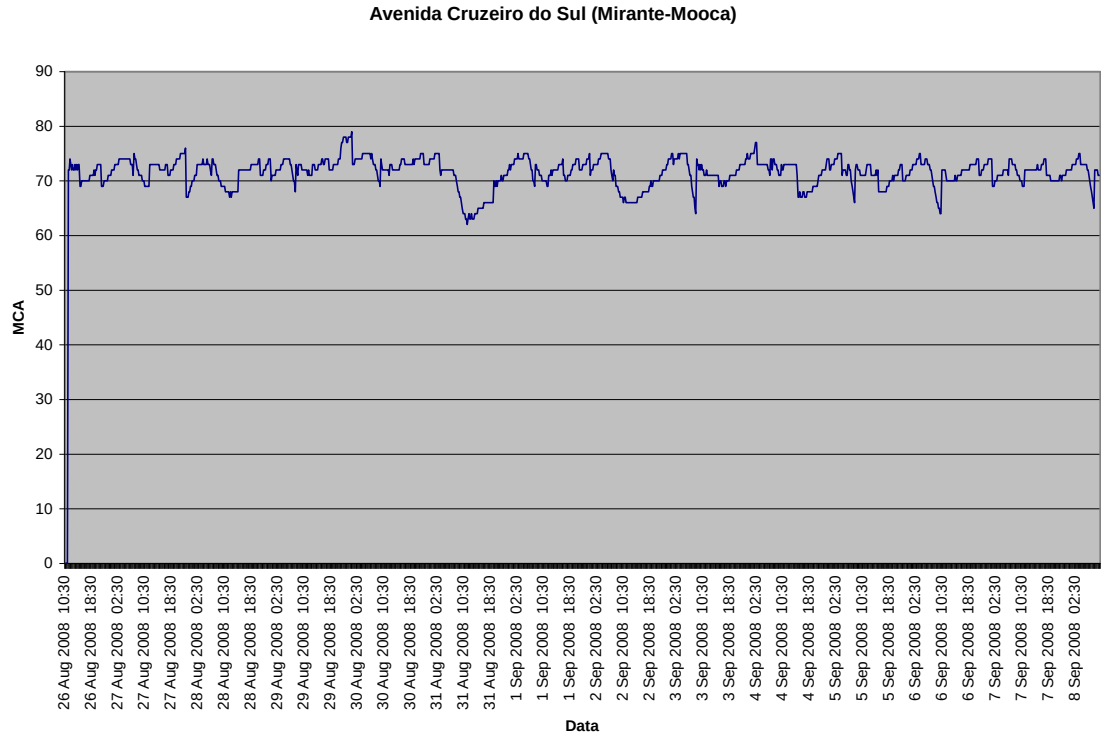
Em 2007, esta derivação apresentou uma vazão média de 780 l/s (176 F01) e o setor Mirante uma vazão média de 160 l/s. Portanto, a rede de distribuição desta derivação passaria a ser abastecida via reservatório Mirante, cuja adução passaria a ser em média de 940 l/s.





Inicialmente estabeleceu-se pontos de medição de vazão e pressão na adutora quando a água chega na MC(Av. Cruzeiro do Sul) para possibilitar a comparação com as medições do SCOA. Foi fechada na Mooca a válvula de chegada da Mooca-Mirante e aberta a comunicação Mooca-Penha com Mooca-Mirante, possibilitando a medição de toda a água que sai da Mooca.

Isto feito buscou-se um modo de reduzir a pressão sem reduzir a vazão necessária. Foram instalados “logger” de pressão e vazão com medições horárias para entendermos o comportamento antes dos ensaios previstos.(gráfico abaixo).



4 PRIMEIRA FASE

Nesta primeira fase seguindo conceito de que uma redução de 10% na pressão se reduz quase 11% do volume perdido, tínhamos duas opções para reduzir 5mH_2O:

Opção Válvula manual

A válvula de 900mm é uma válvula gaveta com 80 voltas(abertura total) operada manualmente.

Inicialmente reduzimos 20 voltas na válvula e como já se esperava, não houve nenhum reflexo seja na pressão ou vazão.

Foram reduzidas mais 10 voltas. A válvula ficou com 50 voltas abertas, e aí foi observado através dos gráficos uma mudança na operação VCO(válvula de controle) pelo CCO. Esta redução aumentou a pressão à montante, em função desse aumento o CCO reduzia a VCO,

reduzindo com isso a vazão e consequentemente saía mais água da Mooca para atender a demanda do setor.A válvula telecomandada começou a operar numa faixa de abertura crítica entre 6% e 22%, com um fluxo entre 400 l/s e 1200l/s.Esta alternativa se mostrou inadequada em função do risco de fechamento total da VCO.

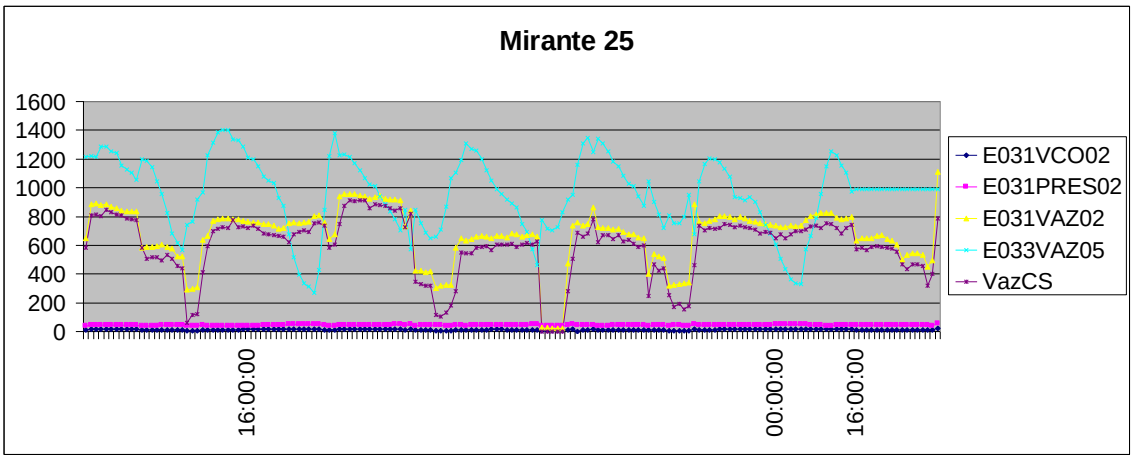
Voltamos a válvula para as condições iniciais, isto é, 100% aberta.

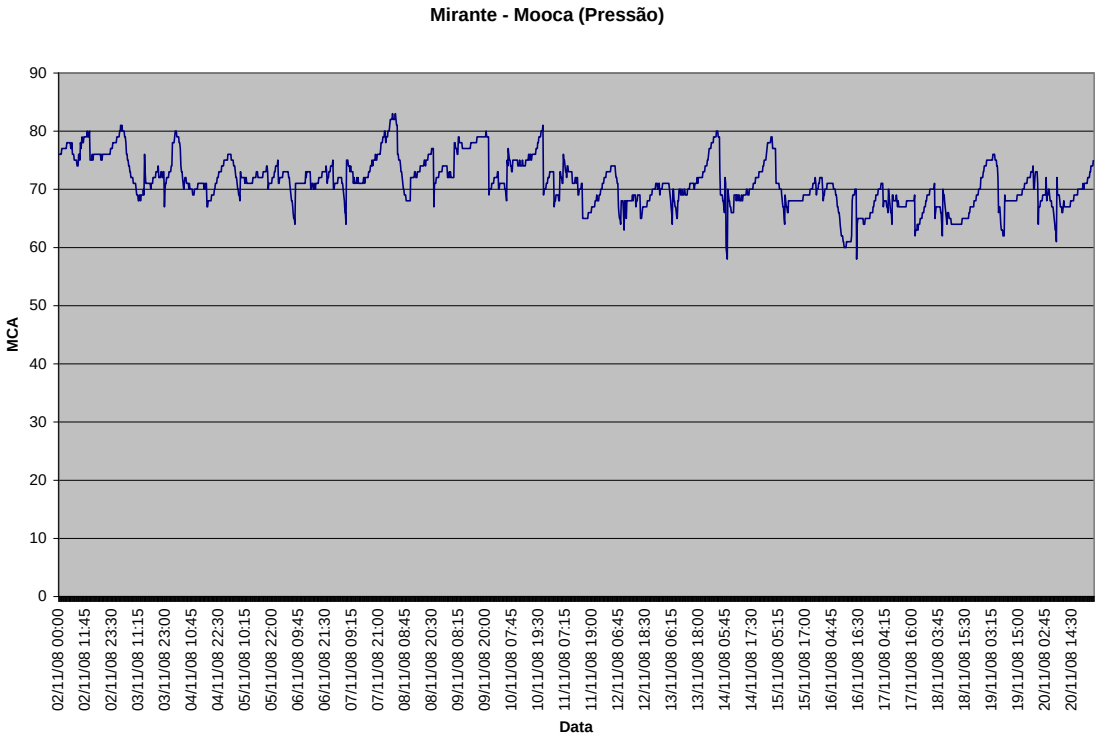
Opção válvula telecomandada

A pressão no setor pode ser reduzida impondo-se a perda de carga na válvula telecomandada.

É necessário a troca da atual válvula borboleta de 1200mm, por uma válvula de boa controlabilidade, isto é, que a porcentagem de abertura e fechamento corresponda a redução ou aumento proporcional na vazão. A troca desta válvula foi prevista na 3ª. fase deste projeto, portanto a troca neste momento foi descartada. A unidade operacional de controle sugeriu fazermos um teste com a atual válvula telecomandada, estabelecendo a pressão de jusante para 45mH_2O, reduzindo em 5mH_2O e avaliarmos o impacto dessa redução no envoltório das pressões do setor.

Este teste iniciou no dia 12/10/2008 e desde então o CCO tem procurado ajustar a operação abaixo de 45mH_2O.





5 SEGUNDA FASE

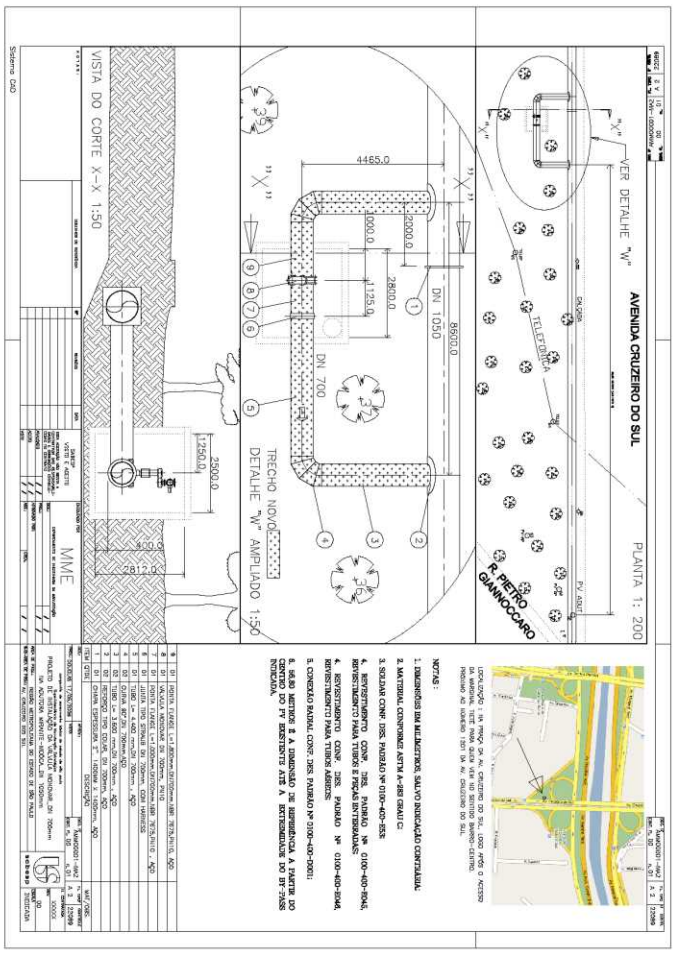
Enquanto paralelamente seguia o processo de contratação da 3ª. fase, planejamos reduzir mais 5mH_2O, isto é baixarmos de 70 para 65mH_2O.

Nesta fase decidimos instalar uma válvula na entrada do setor da adutora Mirante-Mooca para estabelecer uma perda de carga compatível com redução pretendida. Foram analisados os tipos de válvulas levando-se em consideração que válvulas acima de 700mm

o controle para vazões baixas fica prejudicado. Foi aproveitada uma válvula multijato de 700mm a qual atendia o objetivo de reduzir a vazão sem reduzir pressão.

No dia 25/09/2010 foi instalada a válvula multijato(conforme desenho abaixo) reduzindo mais 5mH_2O na pressão e concomitante separamos o setor Derivação Brás do setor Mooca com fechamento na rua do Hipódromo. Ainda nesta fase estamos introduzindo recursos de automação, que possibilitarão a operação desta válvula modulando conforme a demanda do setor Derivação Brás.

Projeto de válvula multijato


AVENIDA CRUZEIRO DO SUL
PLANTA 1: 200
VER DETALHE "W"
TELEFONICA
R. PIETRO GIANNOCCARO
DN 1050
DN 700
4465.0
8600.0
2800.0
2000.0
1125.0
TRECHO NOVO
DETALHE "W" AMPLIADO 1:50
VISTA DO CORTE X-X 1:50
2500.0
1250.0
400.0
2812.0
MME
Sistema CAD

Então o setor Mooca ficou com 65.000 ligações e o novo setor Derivação Brás com 29.401 ligações. Somando as ações destas duas fases mais trocas de ramais, o índice de perdas do antigo setor Mooca, passou de 0,624m³/lig/dia para 0,383m³/lig/dia.

Nestas etapas a redução de perdas anual foi de mais 1.000.000m³.

6 TERCEIRA FASE

A terceira fase se encontra em implantação, que é o aproveitamento do reservatório Mirante para abastecer o setor Derivação Brás. O projeto executivo já foi licitado e a empresa ganhadora já entrou com a documentação junto aos órgãos legais para solicitação das autorizações e iniciar os serviços.
Nesta fase prevemos que a pressão da adutora vinda da estação de tratamento Guaraú será dissipada no reservatório, resultando numa redução de mais ou menos 20mH_2O.

7 CONCLUSÃO

Levando em conta os objetivos propostos, este trabalho nos possibilitou demonstrar

- que as ações de perdas não podem ser isoladas e soluções únicas levam a problemas múltiplos.
- As ações alcançaram o resultado devido ao foco e a predominância das perdas reais.
- A integração da cadeia estudo-projeto-execução-implementação é fundamental para o sucesso do projeto.
- A eficiência operacional é uma resultante da gestão da operação com a maximização do aproveitamento de recursos e energia, aliada a metodologia para o diagnóstico e ações para redução de perdas de água.
- Muito deste trabalho se deve ao aproveitamento das opiniões especializadas(expert opinion) das pessoas que compõe o ativo desta unidade, que possibilitaram uma

redução de perdas através de ressetorização, instalação de uma válvula, recuperação de uma adutora e adequação de um reservatório.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

MELATO, D. S. *Discussão de uma metodologia para o diagnóstico e ações para redução de perdas de água: aplicação no sistema de abastecimento de água da Região Metropolitana de São Paulo*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Hidráulica/Saneamento Básico) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, São Paulo, 2010.

TARDELLI FILHO, J. Controle e Redução de Perdas, In: TSUTIYA, M. T. Abastecimento de Água, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

THORNTON, J., STURM, R., KUNKEL, G., Water Loss Control. 2nd ed. New York: McGraw-Hill, 2008.

RESULTADOS PRELIMINARES DA INICIATIVA NACIONAL DE AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DE ETA E ETAR URBANAS «PASt21»

Catarina SILVA (1); Pedro RAMALHO (2); Maria João ROSA (3);
Paula VIEIRA (4); Sílvia QUADROS (5); Helena ALEGRE (6)

RESUMO

A Iniciativa Nacional de Avaliação de Desempenho de Estações de Tratamento de Água (ETA) e de Estações de Tratamento de Águas Residuais (ETAR) urbanas «PASt21» é um projecto de I&DT que tem por objectivo desenvolver e testar, em 27 instalações de tratamento exploradas por doze entidades gestoras, a segunda geração dos sistemas de avaliação de desempenho destas infraestruturas. Visa ainda promover a avaliação de desempenho e o *benchmarking* de ETA e ETAR urbanas de uma forma sistemática, com base em dados coerentes e fiáveis.

Nesta comunicação apresenta-se a segunda geração da componente de avaliação de desempenho global de ETA e ETAR urbanas e a relação entre os domínios dos indicadores de desempenho (PI) e as categorias das variáveis. Apresentam-se também os resultados da primeira fase de cálculo dos indicadores de desempenho global, expressos em termos de nível de carregamento de variáveis e de PI calculados, e de valores obtidos para vários PI.

PALAVRAS-CHAVE:

ETA, ETAR, indicadores de desempenho, sistemas de avaliação de desempenho.

[1] Eng.ª do Ambiente, Mestre em Engenharia do Ambiente, Bolseira de Investigação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Hidráulica e Ambiente, Núcleo de Engenharia Sanitária, Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, csilva@lnec.pt

[2] Eng.º do Ambiente, Bolseiro de Investigação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Hidráulica e Ambiente, Núcleo de Engenharia Sanitária, Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, pramalho@lnec.pt

[3] Eng.ª Química, Doutorada em Engenharia Química, Investigadora Principal do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Hidráulica e Ambiente, Núcleo de Engenharia Sanitária, Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, mjrosa@lnec.pt

[4] Eng.ª Química, Doutorada em Ciências e Tecnologias do Ambiente, Investigadora Auxiliar do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Hidráulica e Ambiente, Núcleo de Engenharia Sanitária, Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, pvieira@lnec.pt

[5] Eng.ª do Ambiente, Mestre em Engenharia Sanitária, Assistente da Universidade dos Açores, Departamento de Ciências Agrárias, *Campus* de Angra do Heroísmo, 9701-851 Angra do Heroísmo, squadros@uac.pt

[6] Eng.ª Civil, Doutorada em Engenharia Civil, Investigadora Principal Habilitada do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Hidráulica e Ambiente, Núcleo de Engenharia Sanitária, Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, halegre@lnec.pt

1 INTRODUÇÃO

A maioria dos sistemas de avaliação de desempenho de serviços de abastecimento de água e de águas residuais estão direccionados numa perspectiva de gestão, e não se aplicam especificamente às estações de tratamento, elementos nucleares destes serviços (Alegre *et al.*, 2000, 2006; Stahre and Adamsson, 2001; Matos *et al.,* 2003; OfWat, 2004; World Bank, 2006; Stahre *et al.*, 2008; DWA, 2008).

Com vista a colmatar esta situação e a promover a avaliação de desempenho e o *benchmarking* de uma forma sistemática, com base em dados coerentes e fiáveis, foram recentemente desenvolvidos sob coordenação do LNEC sistemas de avaliação de desempenho de estações de tratamento de água (ETA) e de estações de tratamento de águas residuais (ETAR) urbanas.

A Iniciativa Nacional de Avaliação de Desempenho de ETA e ETAR urbanas «PASt21» (http://past21.lnec.pt/) é um projecto de I&DT que tem como objectivos: i) melhorar a primeira geração dos sistemas desenvolvidos para ETA (PAS_WTP [a]) e para ETAR urbanas (PAS_WWTP [b]) (Alegre *et al.*, 2009; Vieira, 2009; Quadros, 2010), e ii) testar a segunda geração em 27 instalações (Quadros *et al.*, 2010a; Rosa *et al.*, 2010; Vieira *et al.*, 2010a).

Os referidos sistemas são orientados por objectivos, normalizados e quantitativos e destinam-se a apoiar a tomada de decisão no âmbito da operação e da reabilitação das instalações. Têm uma estrutura comum, que inclui uma componente de *avaliação de desempenho global* – objecto da presente comunicação – e uma componente de *avaliação de desempenho operacional*, desenvolvida em Vieira *et al.* (2009 e 2010a) e Quadros *et al.* (2009b). A avaliação de desempenho global baseia-se em indicadores de desempenho (PI), usa dados históricos e a informação produzida é agregada ao nível da estação.

Na presente comunicação apresenta-se sumariamente: i) a segunda geração da componente de avaliação de desempenho global, em particular, a relação entre os domínios dos PI e as categorias das variáveis; ii) a caracterização dos casos de estudo do projecto PASt21 e iii) os resultados da primeira fase de cálculo dos indicadores de desempenho global, expressos em termos de nível de carregamento de variáveis e de PI calculados, bem como de valores obtidos (médias, medianas, percentis 25 e 75, máximos e mínimos) para vários PI – objectivos principais do 1.º ano de bolsa de investigação da primeira autora desta comunicação, no seguimento de contributos anteriores (Silva, 2008; Alegre *et al.*, 2009; Vieira *et al.*, 2009, 2010b; Quadros *et al.*, 2010a, b, c; Rosa *et al.*, 2010).

O cálculo e visualização destes resultados são efectuados utilizando a ferramenta de cálculo automático *PAStool* também desenvolvida no âmbito do PASt21 (Ramalho *et al.*, 2010).

[a] *Performance Assessment System – Water Treatment Plant*
[b] *Performance Assessment System – WasteWater Treatment Plant*

2 A COMPONENTE DE AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO GLOBAL DOS SISTEMAS PAS_WTP e PAS_WWTP

Os sistemas de avaliação de desempenho de ETA e ETAR urbanas desenvolvidos nos últimos 5 anos, no LNEC, assumiram como objectivos gerais da entidade gestora de instalações: garantir o tratamento eficaz da água/água residual bruta, de forma a cumprir os requisitos da legislação no ponto de consumo/licença de descarga, utilizando os recursos (naturais, tecnológicos, materiais, energéticos, humanos, económico-financeiros) disponíveis de forma eficiente e causando o menor impacto ambiental.

Em face destes objectivos, foram propostos indicadores de desempenho global em oito domínios de avaliação de desempenho: *qualidade da água/água residual tratada*; *eficiência e fiabilidade; utilização de água, energia e materiais*; *gestão de subprodutos*; *segurança*; *recursos humanos, recursos económico-financeiros* e *apoio ao planeamento e projecto* (este ultimo só aplicável a ETAR) (Vieira *et al.*, 2008; Alegre *et al.*, 2009; Vieira *et al.*, 2009; Quadros *et al.*, 2010a).

No âmbito do PASt21, identificaram-se oportunidades de melhoria na formulação e clareza dos indicadores propostos e suas variáveis, bem como de novos indicadores, dando origem à segunda geração dos PI globais para ETA e ETAR urbanas. Esta segunda geração integra, respectivamente, um total de 94 e 121 PI.

Os PI são identificados por um código composto por oito campos, em que os primeiros seis campos são obrigatoriamente preenchidos – os dois primeiros identificam o sistema (t para ETA e wt para ETAR), os dois seguintes o domínio e os dois últimos o número do PI, *e.g*., wtWQ01 para o primeiro indicador (01) do domínio de Qualidade da Água Residual (WQ) do PAS de tratamento (*t – treatment*) de águas residuais (*w – wastewater*). Os dois campos secundários (*i.e.,* após o ponto) são opcionais, o primeiro corresponde a expressões de cálculo alternativas e é preenchido com caracteres numéricos, e o segundo utiliza-se nos casos em que se pretende individualizar o PI por diferentes espécies (*e.g.,* reagentes) identificadas por caracteres alfabéticos de “a” a “z”.

Para cada indicador foi desenvolvida uma ficha de caracterização detalhada, da qual consta a seguinte informação: código e designação do PI, domínio de avaliação de desempenho, objectivo, expressão de cálculo, unidades, interpretação de resultados e observações (para clarificação de variáveis e outros aspectos relevantes ao cálculo do PI) (Quadros *et al.*, 2010c; Vieira *et al.*, 2010b).

O carregamento de dados e variáveis, e o cálculo e visualização dos resultados dos PI são efectuados utilizando a ferramenta de cálculo automático *PAStool* que implementa a segunda geração dos sistemas PAS_WTP e PAS_WWTP em Microsoft Excel® com programação em VBA (Ramalho *et al.*, 2010).

Na secção 4, após caracterização sumária dos casos de estudo (secção 3), apresenta-se o número de PI por domínio de avaliação, o número de variáveis por categoria e a relação entre domínios de PI e categorias de variáveis, e discute-se o nível de carregamento de variáveis e de cálculo de PI nesta fase do projecto.

3 OS CASOS DE ESTUDO DO PROJECTO PASt21

As 27 instalações de tratamento que constituem os casos de estudo do projecto PASt21 (10 ETA e 17 ETAR) são exploradas por doze entidades gestoras: dez empresas do grupo Águas de Portugal, S.G.P.S., S.A.; AGS, S.A. e SMAS de Almada (http://past21.lnec.pt/).

Os casos de estudo distribuem-se pelo território nacional conforme se ilustra na Figura 1 e abrangem uma gama alargada de capacidades instaladas de tratamento e sequências de tratamento. As 10 ETA são de média a grande dimensão (3.000 - 400.000 m^3/d), correspondem a uma capacidade total de tratamento de 1.160.000 m^3/d e possuem diferentes origens de água e operações/processos unitários (OPU) de tratamento (*e.g.*, pré-oxidação (com ozono, cloro ou dióxido de cloro), adsorção, floculação e filtração) (Figura 2). As 17 ETAR abrangem diferentes capacidades instaladas (2.300 - 220.000 e.p.), correspondem a uma capacidade total de tratamento de 305.000 m^3/d e incluem diversos tipos de tratamento (*e.g.*, lamas activadas de diferentes tipologias, leitos percoladores e biofiltros) e destinos finais (descarga e/ou reutilização) (Figura 2).

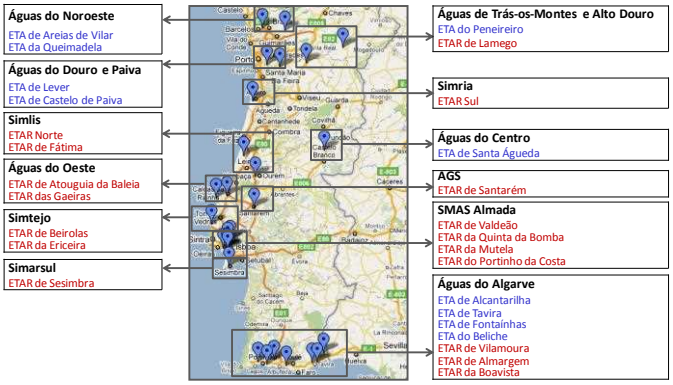


Figura 1. Distribuição geográfica dos casos de estudo do projecto PASt21.

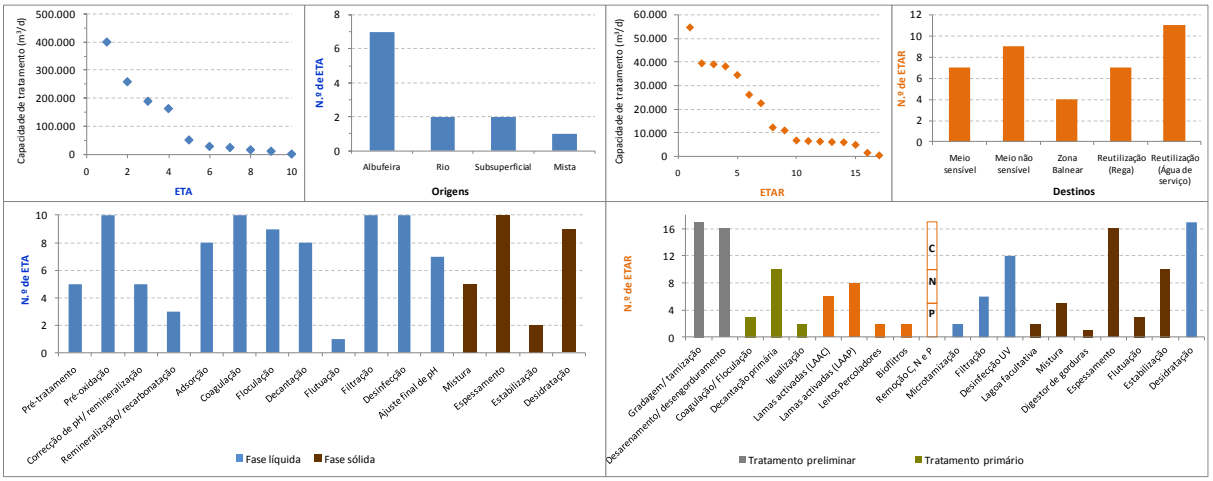


Figura 2. Capacidades de tratamento, origens de água (ETA), destinos finais (ETAR) e operações/processos de tratamento das 10 ETA e 17 ETAR estudadas.

4 RESULTADOS PRELIMINARES DO PROJECTO PASt21

4.1 Níveis de carregamento de variáveis e de cálculo de PI

Nas Figuras 3 e 4 apresenta-se o número de PI por domínio de avaliação, o número de variáveis por categoria e a relação entre domínios de PI e categorias de variáveis. Por categoria apresenta-se a variável (ou variáveis, na categoria "Subprodutos") utilizada no cálculo de maior número de PI, nomeadamente *Água (Água residual) tratada*, *Doseadores de reagentes*, *CBO_5 afluente* (ETAR), *Lamas* e *Meios de enchimento escoados*, *Empregados equivalentes a tempo inteiro* e *Gastos operacionais ajustados*.

Os resultados da primeira fase de cálculo dos PI, também sistematizados nas Figuras 3 e 4, mostraram que, globalmente, a maioria dos indicadores contemplados nos sistemas de ETA e ETAR foram calculados, embora a disponibilidade e acessibilidade de dados fiáveis tenha limitado o cálculo de alguns PI nalgumas instalações. A categoria de variáveis "Volumes de água (e cargas)" foi a que obteve, em média, maiores percentagens de preenchimento, seguida das categorias "Infra-estruturais", "Operação e manutenção" e "Subprodutos". O domínio "Qualidade da água tratada" foi o que apresentou, em média, maiores percentagens de PI calculados, seguido dos domínios "Eficiência e fiabilidade", "Utilização de água, energia e materiais" e "Gestão de subprodutos".

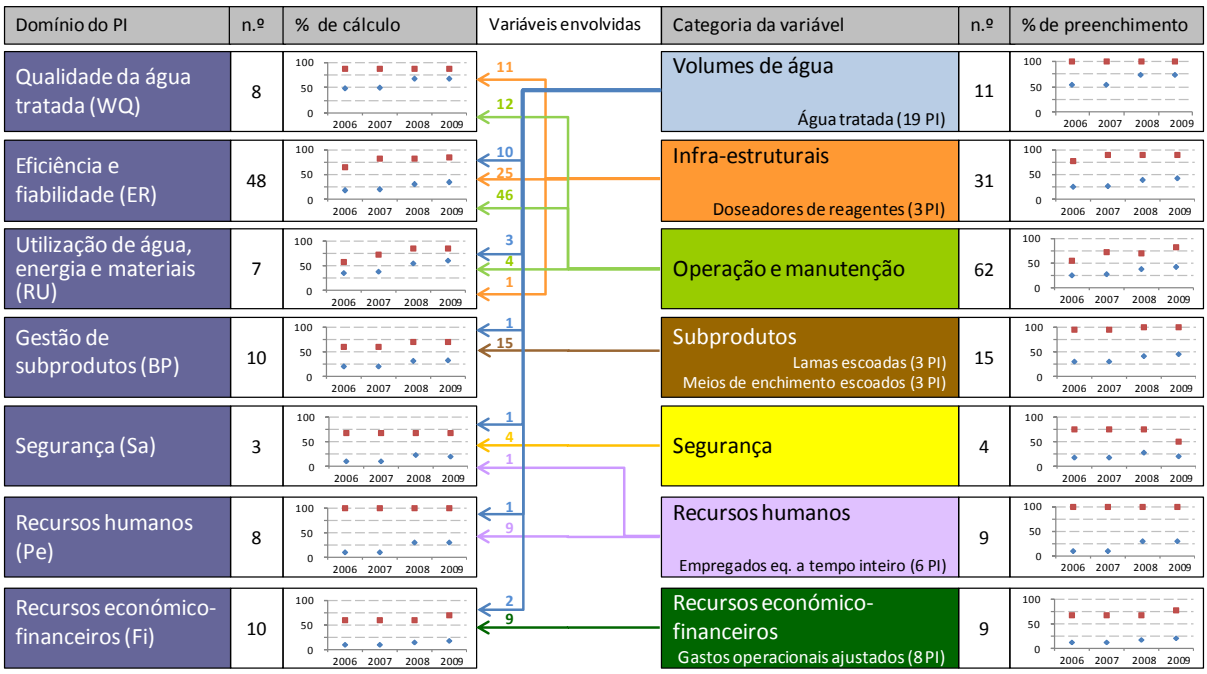


Figura 3. Domínios e percentagem de PI de ETA calculados, categorias e nível de carregamento de variáveis (♦ média, ■ máximo).

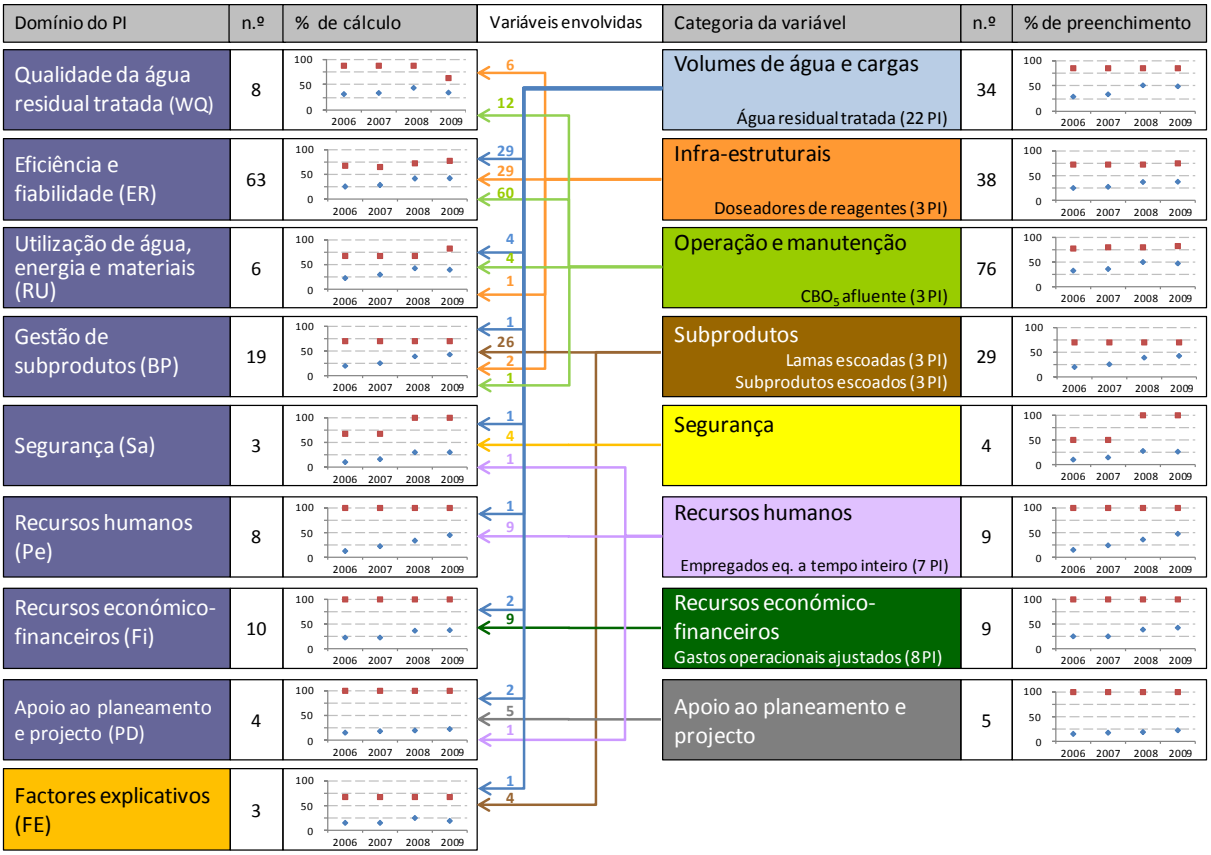


Figura 4. Domínios e percentagem de PI de ETAR calculados, categorias e nível de carregamento de variáveis (♦ média, ■ máximo).

Nas secções seguintes apresentam-se os resultados organizados por domínio de avaliação de desempenho. Os valores obtidos para cada PI, e para cada ano, são representados em caixas de bigodes (Figura 5) onde constam média, mediana, percentis 25 e 75, máximos e mínimos, extremos e percentagem de cálculo (corresponde à % de casos de estudo que entraram para o cálculo do PI).

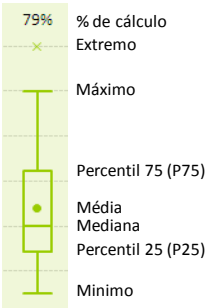


Figura 5. Caixa de bigodes.

Nesta comunicação apresentam-se resultados de somente alguns dos PI calculados, seleccionados pelo seu interesse, variação temporal e/ou maior percentagem de cálculo. As

evoluções temporais devem ser analisadas com as reservas devido à diferença das percentagens de cálculo entre os vários anos, uma vez que na maioria dos PI as maiores percentagens de cálculo correspondem a 2008. A interpretação de resultados de cada PI é feita no próprio quadro dos resultados.

4.2 Qualidade da água/água residual tratada

O domínio de *Qualidade da água/água residual tratada* tem por objectivo avaliar o desempenho da estação em termos do cumprimento dos critérios de qualidade da água/água residual à saída da instalação e no ponto de entrega/consumo.

O cumprimento de requisitos de qualidade da água à saída da ETA é avaliado em termos da conformidade dos resultados das análises com valores limite estabelecidos pela EG para todos os parâmetros e para sete parâmetros-chave (tWQ02, Quadro 1) e em termos de parâmetros analisados. Os valores do PI tWQ02 revelam, em média, níveis elevados de conformidade para estes parâmetros. A preservação da qualidade após tratamento também é avaliada na ETA a partir da qualidade da água em cloro residual mínimo, em cloro residual máximo (tWQ06, Quadro 1), em THM e qualidade microbiológica no(s) ponto(s) de entrega/consumo. O PI tWQ06 mostra que nos pontos de entrega/consumo de algumas ETA existe cloro residual acima do valor máximo recomendado para distribuição em alta (1 mg/L), situação que aconselha a uma análise mais aprofundada da desinfecção/formação de subprodutos e desinfecção na ETA/recloragens na rede.

Nas ETAR, a conformidade da água para descarga é avaliada relativamente a três aspectos: número de análises realizadas, parâmetros analisados e qualidade da água face aos parâmetros legalmente estabelecidos. No Quadro 1 apresentam-se os resultados relativos ao primeiro e terceiro aspectos, requeridos no DL 152/97 (PI wtWQ1.2 e wtWQ3.2, Quadro 1). Estes resultados evidenciaram uma melhoria significativa do desempenho. Não obstante, relativamente à qualidade, em 2009 existem ainda parâmetros para os quais a água residual não é conforme com o DL 152/97. A avaliação da água para reutilização é feita adoptando a mesma metodologia da água para descarga.

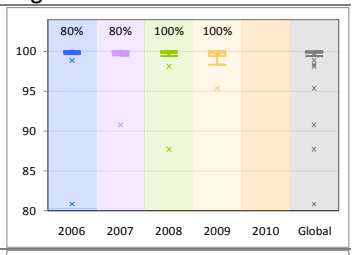
Quadro 1. Resultados de alguns PI do domínio *Qualidade da água/água residual tratada*.

tWQ02 – Conformidade dos resultados das análises de sete parâmetros-chave [%] =

(Análises dos parâmetros-chave conformes com os valores-limite (n.º) / Análises realizadas aos parâmetros-chave (n.º)) x 100

Parâmetros-chave: Fe, Mn, Al, turvação, THM, bromato e bactérias coliformes

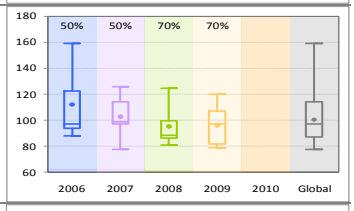
Valores superiores a 80% variando, em média, de 99,6% a 99,9%. No período 2006-2009, P25-P75 é 99,8-100%. Algumas ETA apresentaram valores abaixo da média que foram considerados extremos.



tWQ06 – Qualidade da água em cloro residual máximo no(s) ponto(s) de entrega/consumo [%] =

(Média dos 10% de valores mais elevados de cloro residual livre (mg/L) / VL máximo de cloro residual livre (mg/L)) x 100

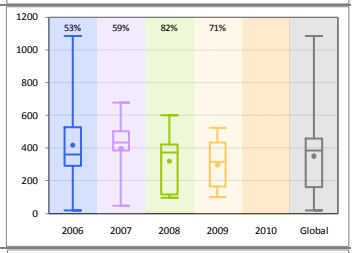
A mediana mais baixa foi obtida em 2008, com 88,2%. Apesar de se verificarem alguns valores abaixo de 100%, em 2006-2009, a média é *ca*. 101% e P25-P75 é 87-114%.



wtWQ01.2 – Conformidade da água para descarga em número de análises realizadas (DL 152/97) [%] =

(Análises realizadas face ao DL 152/97 (n.º) / Análises requeridas no DL 152/97 (n.º)) x 100

Em média, o número de análises realizadas em cada ano analisado foi *ca*. 3 a 4 vezes superior ao número de análises requeridas no DL 152/97. O mínimo aumentou ao longo do período analisado, chegando, em 2009, a 100%, o que corresponde, para estes casos de estudo, ao cumprimento do número de análises requerido no DL 152/97.

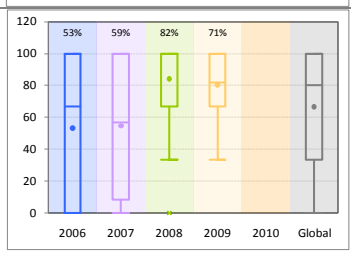


wtWQ03.2a – Conformidade da água para descarga relativamente à qualidade (DL 152/97) [%] =

$$\frac{\sum_{i=1}^{m} J_i}{m} \times 100$$

m = parâmetros requeridos (com VP) analisados (DL 152/97)
J_i = conformidade da água para descarga relativamente à qualidade estabelecida para o parâmetro 'i' (0 = não conforme; 1 = conforme)

Melhoria do desempenho ao longo do período estudado: a média aumentou de 53% em 2006 para 84% em 2008 (ano com maior representatividade); P25 também aumentou consideravelmente, resultando numa gama P25-P75 mais estreita em 2008 e 2009.



4.3 Eficiência e fiabilidade

No domínio de *Eficiência e fiabilidade* avalia-se o desempenho da estação em termos de eficiência de remoção e fiabilidade do tratamento.

A utilização dos recursos hídricos disponíveis para abastecer as ETA foi avaliada pelo PI tER01 (Quadro 2) e permitiu identificar, em algumas ETA, situações de total utilização desses recursos. Na ETA avaliam-se os aspectos relacionados com a capacidade da infra-estrutura em termos de volume, bombeamento e doseamento de reagentes. Em termos de adequação da capacidade de tratamento (tER04, Quadro 2) verificou-se que a maior parte das ETA estão em subutilização. Esta subutilização, além de outras causas, pode estar relacionada com a falta de recursos hídricos (tER01).

Uma vez que a fiabilidade da ETA é maior se estiver prevista a possibilidade de dosear reagentes alternativos, este aspecto foi avaliado através do PI tER19 (Quadro 2) demonstrando que, em média, as ETA utilizam pontualmente cerca de um quarto do número de reagentes usados em normal operação.

A calibração dos equipamentos deve ser efectuada periodicamente como forma de validar os resultados das medições efectuadas. Os PI tER34 a tER38 avaliam a frequência de

calibração de doseadores de reagentes, medidores de caudal, medidores de nível da água/lamas, medidores de pressão e medidores em linha da qualidade da água/lamas. Em termos globais (*i.e.*, integrando os resultados do período 2006-2009), estes PI demonstraram que alguns equipamentos não foram calibrados, como se verifica no PI tER34 que a média é inferior a uma calibração por doseador (Quadro 2).

Passando para os resultados das ETAR, a eficiência mássica da estação é avaliada por um conjunto de cinco indicadores relativos à estabilização de CBO_5 e à remoção de CBO_5, CQO, SST e nutrientes (P-total, N-total e/ou azoto amoniacal). Os resultados do ID wtER03 (Quadro 2) mostram que, em todos os anos, P25-P75 encontra-se dentro da gama típica bibliográfica para um tratamento secundário convencional, 86-91% (Qasim, 1999) e 85-97% (Metcalf & Eddy, 2003) e acima da gama do DL 152/97 que indica como percentagem mínima de remoção de CBO_5 valores entre 70-90%. Este indicador parece ter uma relação com o indicador de conformidade da água para descarga relativamente à qualidade (wtWQ3.2a), uma vez que eficiências de remoção inferiores a 90% estão associados a valores mais baixos de conformidade (Quadro 2).

Os PI wtER09 a wtER19 avaliam os aspectos relacionados com a capacidade da infra-estrutura em termos volúmicos (igualização do caudal, capacidade de reserva e adequação da capacidade instalada. Em termos de adequação da capacidade instalada, além das capacidades volúmicas, nas ETAR avalia-se, também, as capacidades mássicas de CBO_5, CQO, SST, nutrientes e arejamento. Os resultados destes PI mostram que grande parte dos casos de estudo estão em subutilização volúmica e mássica, como ilustrado pelo PI wtER15 no Quadro 2. Analisando estes indicadores com os de remoção dos respectivos parâmetros (*e.g.,* wtER03, Quadro 2) e com o de conformidade da qualidade da água (wtWQ03.2a, Quadro 1) não se encontra nenhuma relação, verificando-se que os casos de estudo com 0% de adequação da capacidade conseguiram obter bons resultados de remoção e de qualidade da água (Quadro 2).

Na maioria dos casos de estudo existe um elevado grau de automação das ETAR, tanto em termos de recirculação (wtER28, Quadro 2) como de arejamento ou agitação, doseamento de reagentes, purga de lamas e filtração.

A inspecção de equipamentos pode ser avaliada pelo número total de inspecções efectuadas e/ou pela percentagem de equipamentos inspeccionados. Estas duas formas de cálculo são utilizadas apenas para as motobombas (wtER35.1 e wtER35.2, Quadro 2) e arejadores. Para os restantes equipamentos (válvulas, sistemas de distribuição de caudal de leitos percoladores, equipamentos de transmissão de sinal, medidores de caudal, de nível de água/lamas, de pressão e em linha de qualidade da água/lamas, quadros eléctricos, leitos de enchimento, equipamentos de desidratação e transporte de lamas e outros equipamentos-chave) utiliza-se a segunda forma de cálculo. No período 2006-2009, estes PI demonstraram um aumento da prática de inspecção, procedimento que diminui o risco de falhas destes equipamentos. Estas falhas são avaliadas em indicadores de interrupção do funcionamento (> 30 min) de equipamentos, tais como motobombas (wtER54, Quadro 2), válvulas, arejadores ou agitadores, equipamentos de desidratação e transporte de lamas e de outros equipamentos-chave. Como expectável, existe uma correlação inversa entre os valores do PI wtER35 (inspecção de motobombas) e wtER54 (interrupção do funcionamento de motobombas (> 30 min) (Quadro 2).

4.4 Utilização de água, energia e materiais

O domínio *Utilização de água, energia e materiais* avalia a eficiência de utilização dos principais *inputs* da estação: água, energia, produtos químicos e meios de enchimento.

Relativamente ao consumo de água nas ETA, tRU01 (Quadro 4) avalia a eficiência deste recurso em todos os usos das ETA e indica um desempenho elevado das estações neste aspecto.

A diminuição do consumo de água doce na ETAR (wtRU01, Quadro 4), ao longo do período analisado, indica menor dependência das ETAR em água da rede pública ou de origem própria e maior sustentabilidade ambiental (em termos de consumo de um recurso natural). Os valores mais elevados de consumo correspondem, na maioria, a ETAR sem reutilização de água (Figura 2).

O consumo de energia na ETAR (wtRU04) aumentou ligeiramente ao longo do período analisado e foi, em média, *ca*. 4 vezes superior ao consumo de energia nas ETA (tRU04).

O consumo de ácidos e bases nas ETA (tRU05, Quadro 4) foi *ca*. 10 vezes mais elevado que nas ETAR (wtRU04), mas ao contrário destas com uma tendência decrescente.

Quadro 2. Resultados de alguns PI do domínio *Eficiência e fiabilidade*.

tER01 – Utilização da origem de água [%] =

(Água bruta (m^3) x 365(d/ano) / Período de referência (d) / Disponibilidade anual do recurso hídrico para captação (m^3)) x 100

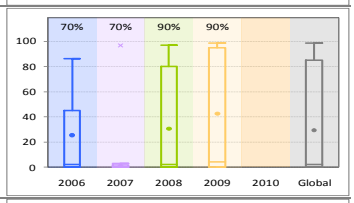
Gama de resultados alargada. Alguns casos de estudo analisados neste PI apresentam valores próximos de 100%. Em 2006-2009 a média é *ca.* 49% e P25-P75 é 24-85%.



tER04 – Adequação da capacidade de tratamento [%] =

[1 - (Capacidade em sobrecarga + Capacidade em subutilização (m^3)) / Capacidade total de tratamento (m^3)] x 100

Aumento ao longo do período analisado, com uma gama de resultados muito alargada. Em média, os valores estão abaixo de 70% indicando um desempenho insatisfatório. Os casos de estudo com insatisfatória capacidade da ETA estão em subutilização.



tER19 – Possibilidade de doseamento de reagentes alternativos [%] = (Reagentes utilizados pontualmente (n.º) / Reagentes utilizados (n.º)) x 100

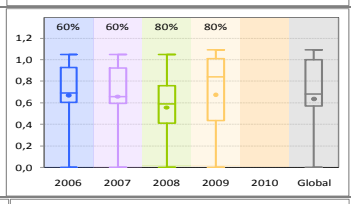
Valores semelhantes ao longo do período analisado, sendo a principal diferença devido à diferentes percentagens de cálculo entre os anos. Em 2008 e 2009, para 80% dos casos de estudo, a média é de *ca.* 27%. No período 2006-2009, P25-P75 é 12-43%.



tER34 – Calibração de doseadores de reagentes [n.º/(doseador.ano)] =

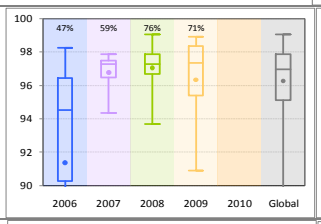
(Calibração de doseadores de reagentes (n.º) x 365 (d/ano) / Período de referência (d)) / Doseadores de reagentes (n.º)

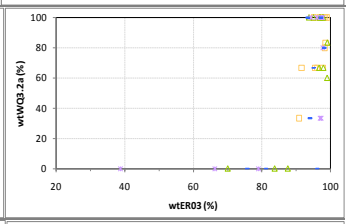
Gama de resultados alargada, variando de 0 a 1,1 calibrações por doseador. Em 2006-2009, a média é 0,64 n.º/(doseador.ano) e P25-P75 é 0,57-1 n.º/(doseador.ano).



wtER03 – Eficiência mássica de remoção de CBO_5 [%] = [(CBO_5 afluente -CBO_5 descarregada (efluente + bypass)) / CBO_5 afluente (kg)] x 100

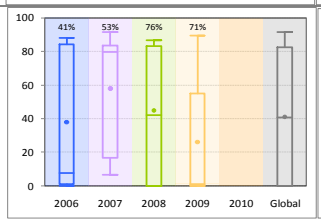
P25 encontra-se acima de 90%. Em 2006-2009 P25-P75 é 95-98%. Valores abaixo dos 90% (não representados): valor mínimo de 2006 (76%), 3 extremos em 2007 (39, 66 e 79%) e 3 em 2008 (70, 84 e 88%).

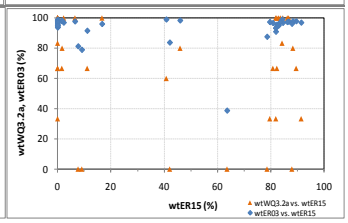




wtER15 – Adequação da capacidade mássica em CBO_5 [%] = [1 - (Capacidade mássica em CBO_5 em sobrecarga + Capacidade mássica em CBO_5 em subutilização (kg)) / Capacidade mássica total em CBO_5 (kg)] x 100

Gama de resultados muito alargada. À excepção de um, os casos de estudo com insatisfatória capacidade da ETAR estão em subutilização.



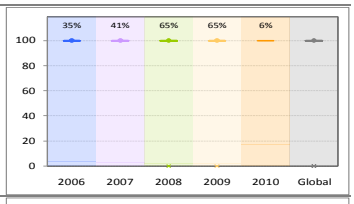


Quadro 3 (cont). Resultados de alguns PI do domínio *Eficiência e fiabilidade*.

wtER28 – Controlo da recirculação [%] =

(Motobombas de recirculação com comandos automáticos (n.º) / Motobombas de recirculação (n.º)) x 100

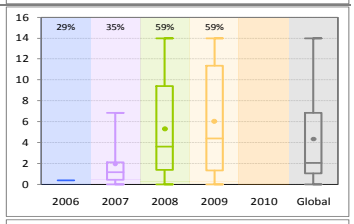
Na maioria dos casos de estudo analisados neste PI todas as motobombas de recirculação possuem controlo automático, indicando elevado grau de automação da ETAR em termos de recirculação.



wtER35.1 – Inspecção de motobombas [n.º/(motobomba.ano)] =

Inspecções de motobombas (n.º) x 365 (d/ano) / Período de referência (d) / Motobombas (contabilizando as de reserva) (n.º)

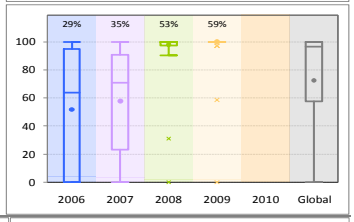
Aumento significativo do PI, no período analisado, variando em termos médios, de 2 inspecções por motobomba em 2007 a 6 inspecções em 2009. Estes resultados superiores à unidade não significam que todas as motobombas foram inspeccionadas no período de referência, aspecto avaliado por wtER35.2.



wtER35.2 – Motobombas inspeccionadas [%] =

(Motobombas inspeccionadas (n.º/ano) / Motobombas (contabilizando as de reserva) (n.º)) x 100

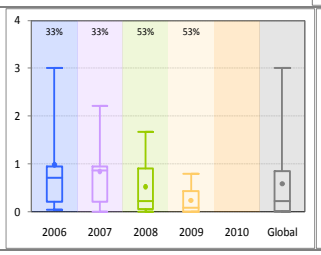
Esta opção de cálculo também evidencia um aumento no período analisado da prática de inspecção, existindo, no entanto, resultados inferiores a 100%/ano. Comparando as duas opções do PI, conclui-se que o esforço de inspecção foi dirigido a determinadas motobombas.

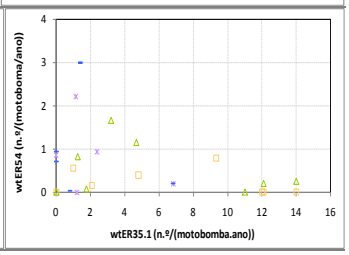


wtER54 – Interrupção do funcionamento de motobombas (> 30 min) [n.º/(motobomba/ano] =

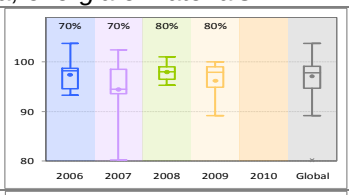
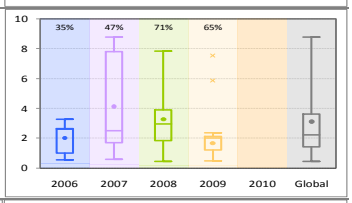
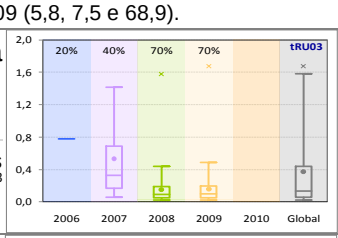
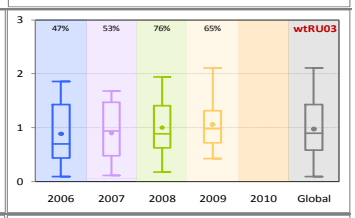
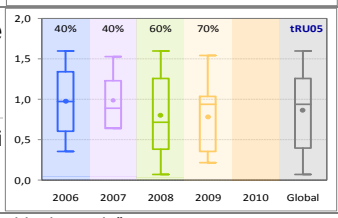
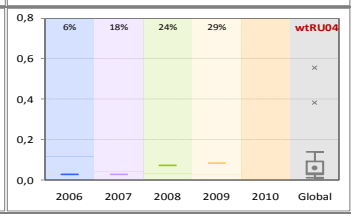
Interrupção do funcionamento de motobombas (> 30 min) (n.º) x 365 (d/ano) / Período de referência (d) / Motobombas (não contabilizando as de reserva) (n.º)

Diminuição, em média, de 0,98 para 0,24 n.º/(motobomba/ano) em 2006-2009. Em 2009, *ca.* metade dos casos de estudo apresentam valores zero.





Quadro 4. Resultados de alguns PI do domínio *Utilização de água, energia e materiais*.

tRU01 – Eficiência de utilização de água na ETA [%] = (Água tratada (m^3) / Água bruta (m^3)) x 100 Maioria dos resultados superiores a 90%. No período 2006-2009, a média é elevada (*ca.* 97%) e P25-P75 é 95-99%. Os valores superiores a 100% podem dever-se à diferença de erros dos caudalímetros à entrada e à saída das ETA.	
wtRU01 – Consumo de água doce na ETAR [m^3/10 m^3] = (m^3 de água doce) / (m^3 de água residual tratada) x 10^3 P25-P75 diminuiu de 1,7-7,8 m^3/10 m^3 em 2007, para 1,2-2,11 m^3/10 m^3 em 2009. Em 2006-2009, P25-P75 é *ca.* 1,4-3,3 m^3/10 m^3. No entanto, há ainda alguns valores acima dos valores máximos, considerados extremos (alguns não representados), nomeadamente em 2006 (17,8), em 2008 (31) e em 2009 (5,8, 7,5 e 68,9).	
tRU03, wtRU03 – Consumo de energia [kWh/m^3]* = Energia consumida (kWh) / Água tratada (m^3) O consumo de energia aumenta ligeiramente nas ETAR e diminui nas ETA. P25-P75 é 0,05-0,44 kWh/m^3 nas ETA e 0,72-1,32 kWh/m^3 nas ETAR.	 
tRU05, wtRU04 – Consumo de ácidos e bases [eq./m^3]* = Ácidos e bases consumidos (eq) / Água tratada (m^3) Em 2006-2009, o consumo de ácidos e bases diminui nas ETA e aumenta nas ETAR. Nas ETA, a média é *ca.* 0,9 eq./m^3 e nas ETAR, P25-P75 é 0,03-0,09 eq/m^3.	 

* nos PI de ETAR onde se lê "água tratada" deve ler-se "água residual tratada"

4.5 Gestão de subprodutos

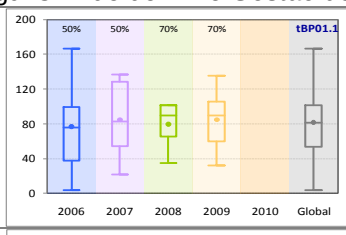
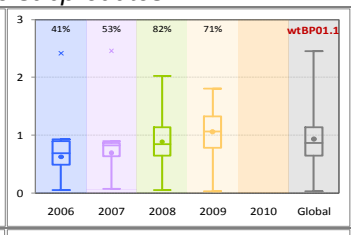
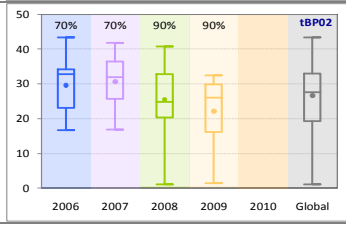
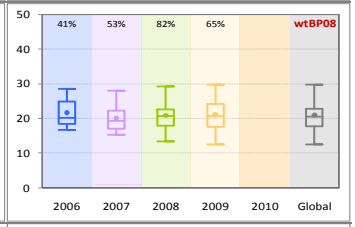
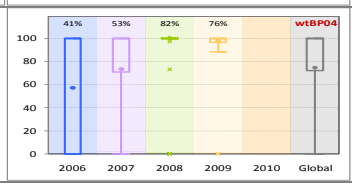
O domínio *Gestão de subprodutos* avalia o desempenho da estação em termos de produção e gestão de subprodutos: lamas, meios de enchimentos, gradados, areias, óleos e gorduras, biogás e emissão de gases de efeito de estufa (GEE).

Nesta comunicação apresenta-se a gestão de subprodutos apenas para as lamas, existindo uma abordagem semelhante para os outros subprodutos. A produção de lamas (wtBP01.1, Quadro 5) aumentou de 2006 a 2009. O aumento de produção de lamas deve-se normalmente a menores eficiências de estabilização de matéria orgânica – aspecto que pode ser avaliado em wtER02, PI que por falta de dados de CBO_5 nas lamas não foi calculado – ou a produção de lamas menos concentradas. O PI wtBP08 mostra, no entanto, valores de MS constantes e elevados (dentro das gamas típicas) no período 2006-2009.

O teor em MS das lamas produzidas nas ETA (tBP02, Quadro 5) também foi elevado (dentro das gamas típicas) mas diminuiu ao longo do período analisado. Nas ETA, as lamas menos concentradas correspondem a uma maior produção de lamas (tBP01.1, Quadro 5).

Na maioria das ETA e ETAR as lamas produzidas foram escoadas (wtBP02 e tBP03) no período de referência e o PI wtBP04 (Quadro 5) mostra que houve um aumento na valorização de lamas e, portanto, uma melhoria na gestão das lamas escoadas.

Quadro 5. Resultados de alguns PI do domínio *Gestão de subprodutos*.

tBP01.1, wtBP01.1 – Produção de lamas [**g/m^3**; **kg/m^3**]* = Lamas produzidas (g ou kg) / Água tratada (m^3) Aumento no período analisado. A gama P25-P75 é 0,65-1,14 kg/m^3 nas ETAR e 54-101 g/m^3 nas ETA. Uma ETA apresentou valores de *ca.* 1000 g/m^3 (extremo) por se tratar de lamas espessadas.		
tBP02, wtBP08 – Teor em matéria seca das lamas produzidas [%] = % de matéria seca (MS) das lamas produzidas Na ETA o teor em MS foi diminuindo, variando em média de 30%, em 2006 a 22%, em 2009. As lamas produzidas nas ETAR, ao longo período analisado, apresentaram em média *ca.* 21% de MS.		
tBP05, wtBP04 – Valorização de lamas [%] = (Lamas valorizadas (kg) / Lamas escoadas (kg)) x 100 Ao longo do período analisado, a valorização de lamas foi aumentando, apresentando em média valores de 100% (2008) ou próximos (2009).		

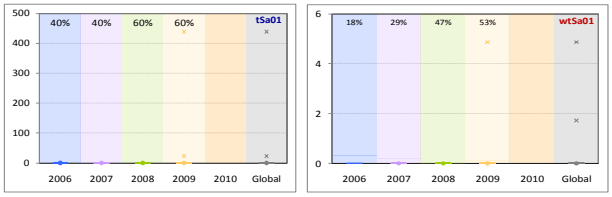
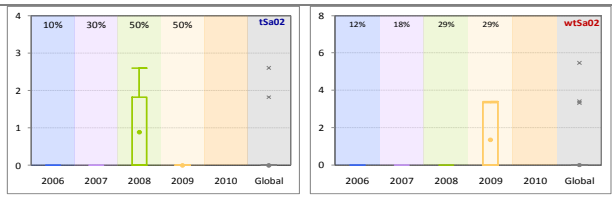
* nos PI de ETAR onde se lê "água tratada" deve ler-se "água residual tratada"

4.6 Segurança

O domínio *Segurança* tem por objectivo avaliar o desempenho da estação em termos de segurança ambiental, de pessoas e de instalações.

Como desejável, para a maioria dos casos de estudo, os indicadores de segurança ambiental ((w)tSa01) e de pessoas ((w)tSa02) são nulos. Verifica-se, no entanto, a ocorrência de acidentes de trabalho ou de doenças profissionais nas ETA em 2008 e nas ETAR em 2009 (Quadro 6).

Quadro 6. Resultados dos PI do domínio *Segurança*.

tSa01, wtSa01 – Derrames e fugas de produtos químicos, subprodutos (ou águas residuais) [kg/10^6 m^3] = (Produtos químicos, subprodutos (ou água residual) libertados acidentalmente (kg) / Água tratada (m^3)) x 10^6	
Este PI apresenta valores nulos, com excepção dos extremos.	
tSa02, wtSa02 – Acidentes de trabalho e doenças profissionais [n.º/(10 empregados.ano)] = (Acidentes de trabalho ou doenças profissionais (n.º) x 365 (d/ano) / Período de referência (d) / Empregados equivalentes a tempo inteiro (n.º)) x 10	
Em todos os anos a mediana é zero.	

* nos PI de ETAR onde se lê "água tratada" deve ler-se "água residual tratada"

4.7 Recursos humanos

No domínio *Recursos humanos* avalia-se o desempenho da estação em termos de disponibilidade de pessoal afecto, da adequação da sua qualificação e formação, do absentismo e trabalho suplementar.

Em termos de disponibilidade de pessoal ((w)tPe01, Quadro 7) as ETA têm, em média, 1,6 empregados/10^6 m^3 de água tratada e as ETAR 4 empregados/10^6 m^3 de água tratada. Em termos de qualificação, quer nas ETA, quer nas ETAR, *ca*. 20% do pessoal tem formação superior ((w)tPe02, Quadro 7) e *ca.* 50% escolaridade obrigatória. O absentismo total ((w)tPe06.1, Quadro 7) aumentou em 2009, sendo que grande parte deste aumento foi devido ao absentismo por acidente de trabalho ou doença profissional ((w)tPe07). Nas ETAR, o maior absentismo por acidente de trabalho ou doença profissional em 2009 é coerente com o PI de número de acidentes de trabalho e doenças profissionais (wtSa02), que também foi mais elevado em 2009. O trabalho suplementar nas ETA e ETAR diminuiu consideravelmente, demonstrando uma melhor adequação da utilização dos recursos humanos das ETA/ETAR.

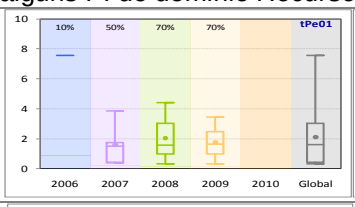
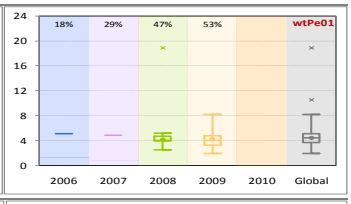
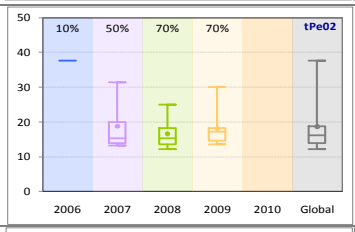
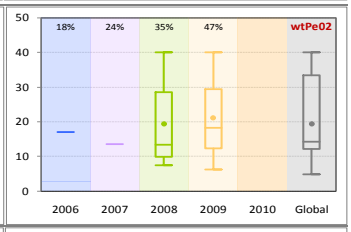
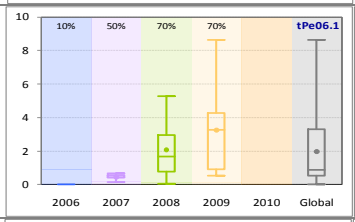
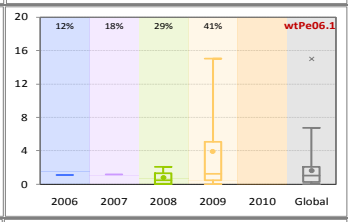
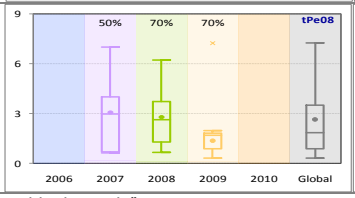
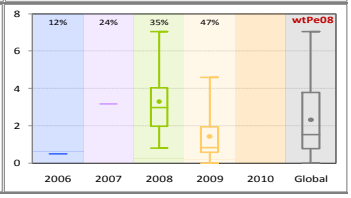
4.8 Recursos económico-financeiros

O domínio *Recursos económico-financeiros* avalia o desempenho da estação em termos de rendimentos, gastos e sustentabilidade financeira. Os gastos são discriminados pelas rubricas pessoal, energia eléctrica, aquisição de reagentes e meios de enchimento, deposição/valorização de subprodutos, aquisição de serviços de controlo analítico e aquisição de serviços de manutenção.

Tanto o rendimento unitário operacional ajustado (wtFi01, Quadro 8) como o gasto unitário operacional ajustado foram superiores em 2009, com maior expressão para os rendimentos, pelo que o rácio de cobertura dos gastos operacionais ajustados (wtFi10, Quadro 8) também foi mais elevado neste ano. De salientar que nalguns casos de estudo os rendimentos operacionais ajustados não cobriram os gastos operacionais ajustados e, quanto maior estes gastos, menor o rácio de cobertura (Quadro 8).

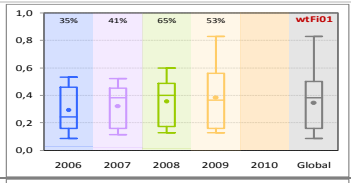
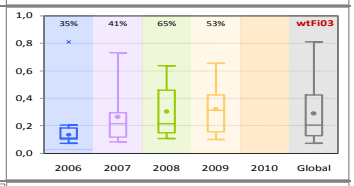
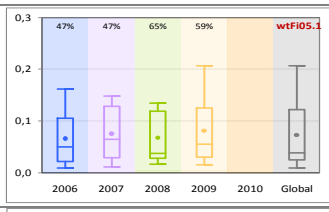
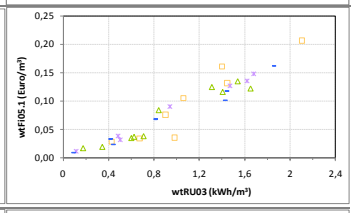
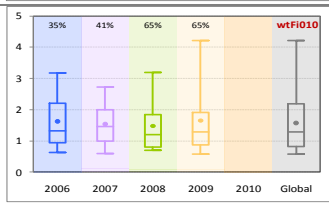
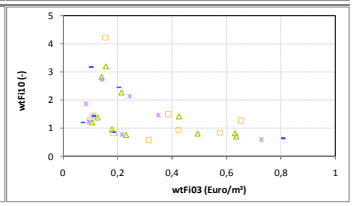
A par dos gastos com pessoal, os gastos com energia eléctrica correspondem a uma parcela significativa (*ca.* um quarto) dos gastos operacionais ajustados. Tal como o consumo de energia (wtRU03), o gasto com energia eléctrica também aumentou ligeiramente ao longo do período analisado, estando estes directamente relacionados, como seria de esperar (Quadro 8).

Quadro 7. Resultados de alguns PI do domínio *Recursos humanos*.

(w)tPe01 – Pessoal afecto ao tratamento [n.º/10^6 m^3]* = (Empregados equivalentes a tempo inteiro (n.º) / Água tratada (m^3)) x 10^6		
No período 2006-2009, a mediana é 1,6 n.º/10^6 m^3 nas ETA e 4 n.º/10^6 m^3 nas ETAR.		
(w)tPe02 – Pessoal com formação superior [%] = (Empregados equivalentes a tempo inteiro com formação superior (n.º) / Empregados equivalentes a tempo inteiro (n.º)) x 100		
Este PI mostra que, em 2006-2009, *ca.* 20% dos empregados têm formação superior.		
(w)tPe06.1 – Absentismo [%] = (Ausências ao trabalho dos empregados afectos à ETA(R) (h) x 365 / Período de referência (d) / Potencial máximo anual dos empregados afectos à ETA(R) (h/ano)) x 100		
Aumento ao longo do período analisado, com maior variação nas ETAR.		
(w)tPe08 – Trabalho suplementar [%] = (Trabalho suplementar (h) x 365 / Período de referência (d) / Potencial máximo anual dos empregados afectos à ETA(R) (h/ano)) x 100		
Tanto nas ETA como nas ETAR, houve uma diminuição no trabalho suplementar.		

* nos PI de ETAR onde se lê "água tratada" deve ler-se "água residual tratada"

Quadro 8. Resultados de alguns PI do domínio *Recursos económico-financeiros*.

(w)tFi01 – Rendimento unitário operacional ajustado [Euro/m^3]* = Rendimentos operacionais ajustados (Euro) / Água bruta (m^3)	Em média, verifica-se um aumento ao longo do período analisado. Em 2009, o PI apresentou a gama P25-P75 mais alargada (0,16-0,56 Euro/m^3).	
(w)tFi03 – Gasto unitário operacional ajustado [Euro/m^3]* = Gastos operacionais ajustados (Euro) / Água tratada (m^3)	Tal como no PI anterior, houve um aumento ao longo do período analisado. Em 2009, P25-P75 é 0,15-0,42 Euro/m^3.	
(w)tFi05.1 – Gasto com energia eléctrica [Euro/m^3]* = Gastos com energia eléctrica (Euro) / Água tratada (m^3)	O gasto com energia eléctrica aumentou ligeiramente, ao longo do período analisado. Em 2006-2009, P25-P75 é 0,02-0,12 Euro/m^3.	 
(w)tFi10 – Rácio de cobertura dos gastos operacionais ajustados [-] = Rendimentos operacionais ajustados (Euro) / Gastos operacionais (Euro)	Em 2006-2009, P25-P75 é 0,82-2,2. Alguns casos de estudo obtiveram valores inferiores a um.	 

*nos PI de ETAR onde se lê "água bruta" e "tratada" deve ler-se "água residual bruta" e "tratada", respectivamente

4.9 Apoio ao planeamento e projecto

O domínio *Apoio ao planeamento e projecto* tem por objectivo avaliar aspectos não directamente relacionados com a gestão da ETAR, mas que influenciam o seu desempenho ambiental e económico, nomeadamente, o pessoal afecto ao planeamento e projecto (wtPD01), a área ocupada pelo sistema de tratamento (wtPD02) e por elementos de valor paisagístico ou histórico (wtPD03) e o valor patrimonial do terreno (wtPD04). No ID wtPD02 verificou-se para os casos estudo analisados (41% das ETAR) valores constantes ao longo do período analisado, com a gama P25-P75 entre 0,33 e 0,70 m^2/(m^3/d) e a mediana 0,47 m^2/(m^3/d).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho já desenvolvido no âmbito do projecto PASt21 permitiu definir os objectivos e áreas de avaliação, para cada caso de estudo do projecto e em geral para ETA e ETAR urbanas, e permitiu, do *portfolio* de PI desenvolvidos, seleccionar os indicadores de desempenho associados aos objectivos específicos de cada caso de estudo. Concluiu-se que, globalmente, todos os indicadores contemplados nos sistemas de ETA e ETAR são relevantes, embora a disponibilidade e acessibilidade de dados fiáveis possa vir a limitar a aplicação de alguns PI nalgumas instalações. Identificaram-se ainda oportunidades de melhoria na formulação e clareza dos indicadores propostos e suas variáveis, bem como de novos indicadores, dando origem à segunda geração dos PI globais para ETA e ETAR urbanas.

Os resultados evidenciam o desempenho global das estações e permitiram identificar, para alguns indicadores, gamas de valores com base nos percentis 25 e 75. Desde que a agregação corresponda a um grupo de estações comparáveis em termos do critério de avaliação de desempenho, estas gamas poderão vir a ser usadas para estabelecer valores de referência para as medidas de avaliação de desempenho. No entanto, para se conseguir maior representatividade e robustez das gamas, a percentagem de casos de estudo que entraram para o cálculo de cada indicador deveria ser superior. Nesta fase do projecto ainda existem muitos dados a ser carregados pelas EG, pelo que se espera que na segunda fase de cálculo dos indicadores, as percentagens de cálculo sejam mais representativas do universo em estudo.

Relativamente à avaliação de desempenho operacional, os dados de qualidade da água que serviram para o cálculo de alguns PI também entram no cálculo de duas subcomponentes da avaliação de desempenho operacional, nomeadamente, qualidade da água/água residual tratada e eficiência de remoção. Para a terceira subcomponente de funcionamento dos órgãos está em curso o carregamento do módulo de *input* de dados de operação, da cada OPU, da fase líquida e da fase sólida.

6 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a toda a equipa do projecto PASt21 (*ca.* 70 pessoas) pela identificação de oportunidades de melhoria na formulação e clareza dos indicadores e suas variáveis e pela recolha e disponibilização de dados necessários à aplicação dos PAS.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alegre H., Hirner W., Melo Baptista J., Parena R. (2000). *Performance indicators for water supply services*. 1st edition. Manual of Best Practices Series. IWA Publishing, London. ISBN 1-900222-272.

Alegre H., Melo Baptista J., Cabrera Jr E., Cubillo F., Duarte P., Hirner W., Merkel W., Parena R. (2006). *Performance indicators for water supply services*. 2nd edition. Manual of Best Practices Series. IWA Publishing, London. ISBN 1843390515.

Alegre H., Rosa M. J., Vieira P., Quadros S., Ramalho P., Silva C. (2009). *Avaliação de Desempenho de Estações de Tratamento de Água e de Estações de Tratamento de Águas Residuais – Relatório Final.* Projecto POCI-PPCDT/ECM/57909/2004, Julho.

DWA (2008). *Corporate Benchmarking - Metric Benchmarking as Component of the Modernisation Strategy - Performance Indicators and Evaluation Principles*. DWA German Association for Water, Wastewater and Waste, Germany. ISBN 978-3-941089-33-4

Matos R., Cardoso A., Ashley R., Duarte P., Molinari A. Schulz A. (2003). *Performance indicators for wastewater services. Manual of Best Practices Series*. IWA Publishing, London. ISBN 19002229006.

OfWat (2004). *Updating the overall performance assessment (OPA) – conclusions and methodology for 2004-05 onwards*. UK Office of Water Services.

Quadros S. (2010). *Desenvolvimento de um sistema de avaliação de desempenho de estações de tratamento de águas residuais urbanas. Tese elaborada para obtenção do grau de Doutor em Ciências do Ambiente, especialidade Engenharia Sanitária, pela Universidade dos Açores*. Angra do Heroímo. (no prelo).

Quadros S., Rosa M.J., Alegre H., Silva C. (2010a). A performance indicators system for urban wastewater treatment plants. *Water Science and Technology – Water supply.* (no prelo).

Quadros S., Rosa M. J., Alegre H., Silva C., Ramalho P., (2010b). Avaliação de desempenho operacional de ETAR urbanas. In *Anais do 14.º Encontro Nacional de Saneamento Básico/14.º Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*. Porto, 26-29 Outubro, 15 pp.

Quadros S., Rosa M.J., Silva C., Alegre H., Vieira P., Ramalho P. (2010c). *Fichas de Indicadores de Desempenho Global de ETAR*. Iniciativa Nacional de Avaliação de desempenho de ETA e ETAR urbanas. LNEC. Lisboa, Junho, 122 pp.

Ramalho P., Silva C., Rosa M. J., Vieira P., Alegre H. (2010). *PAStool* - A Ferramenta de Cálculo Automático dos Sistemas de Avaliação de Desempenho de ETA e ETAR Urbanas. In *Anais* do *14.º Encontro Nacional de Saneamento Básico/14.º Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*. Porto, 26-29 Outubro, 15 pp.

Rosa M. J., Ramalho P., Silva C., Vieira P., Quadros S., Alegre H. (2010). *PASt21* – Iniciativa Nacional de Avaliação de Desempenho de ETA e ETAR Urbanas. In *Anais* do *10.º Congresso de Água*. Alvor (Algarve), 22-24 Março, 14 pp.

Silva C. (2008). *Aplicação de medidas de avaliação de desempenho a estações de tratamento de água da Águas do Algarve*. Tese de Mestrado em Engenharia do Ambiente, Especialidade Tecnologias Ambientais, FCMA/UALG, Faro, 163 pp.

Stahre P., Adamsson J. (2001). Performance benchmarking: A powerful management instrument for water and wastewater utilities. *Water Technology*, 12, 47-77.

Stahre P., Adamsson J., Mellstrom G. (2008). A new approach for assessment of the performance of water distribution and sewerage networks. *In International Conference on Performance Assessment of Urban Infrastructure Services. Drinking water, wastewater and solid waste*. Eds. E. Cabrera Jr, M.A. Pardo. IWA Publishing, London, ISBN 1843391910, 5-24.

Vieira P., Alegre H., Rosa M. J., Lucas H. (2008). Drinking water treatment plants assessment through performance indicators. *Water Science and Technology - Water Supply*, 8(3) 245-253.

Vieira P., Rosa M. J., Alegre H., Ramalho P., Silva C., Lucas H. (2009). Avaliação de desempenho de estações de tratamento de água. *Águas & Resíduos*, série III. n.º 9, Janeiro/Abril, pp 4-17.

Vieira P. (2009). *Avaliação de desempenho de estações de tratamento de água para consumo humano. Tese elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção do grau de Doutor em Ciências e Tecnologias do Ambiente, especialidade Tecnologias do Ambiente, pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade do Algarve*. Teses e Programas de Investigação. LNEC. Lisboa. ISBN 978-972-49-2186-0, 451 pp.

Vieira P., Rosa M. J., Alegre H. (2010a). Integração das componentes do sistema de avaliação de desempenho. In *Anais do 14.º Encontro Nacional de Saneamento Básico/14.º Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*. Porto, 26-29 Outubro, 15 pp.

Vieira P., Rosa M. J., Silva C., Alegre H., Ramalho P. (2010b). *Fichas de Indicadores de Desempenho Global de ETA*. Iniciativa Nacional de Avaliação de desempenho de ETA e ETAR urbanas. LNEC. Lisboa, Junho, 72 pp.

World Bank (2006). IBNET indicator definitions. World Bank, Washington.

SELEÇÃO DE AGROTÓXICOS COM MAIOR POTENCIAL DE CONTAMINAÇÃO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS E SUPERFICIAIS

Alexandra F. SARAIVA SOARES (1);Carolina H. RIBEIRO (2); Olívia M. R. S.VASCONCELOS (3); Mônica M. D. LEÃO (4);

Palavras-chave: agrotóxicos; contaminação de mananciais; índice GUS; método GOSS

A introdução de substâncias tóxicas no ambiente é uma das causas mais complexas de deterioração da qualidade das águas destinadas ao abastecimento público, especialmente no que tange aos agrotóxicos, muitos deles persistentes no meio aquático e resistentes ao tratamento convencional de águas para potabilização.

O estudo de caso desta pesquisa é o município de Manhuaçu, situado na bacia hidrográfica do rio Doce, Brasil, e que possui expressiva produção agrícola de café, relevo montanhoso e vários mananciais de abastecimento de água.

Considerando a diversidade de agrotóxicos aplicados nas lavouras de café e a restrição da legislação brasileira de potabilidade, este trabalho objetivou selecionar os ingredientes ativos (IA) com maior potencial de contaminação dos mananciais. Para tanto, realizou-se um levantamento das quantidades e propriedades físico-químicas desses ingredientes ativos comercializados no município de Manhuaçu em 2007. Além disso, buscou-se o potencial carcinogênico, uso em lavouras de café, aplicou-se o método de GOSS (1992) e analisou-se os índices de GUS dos ingredientes. Nas águas superficiais, os agrotóxicos com maior potencial de contaminação foram aqueles formulados com os seguintes IA: mancozebe, epoxiconazol, endossulfan, flutriafol e ciproconazol. Já nas águas subterrâneas, os agrotóxicos com maior potencial de contaminação desses mananciais foram: flutriafol, ciproconazol, picloram e tiametoxan.

[1] Engenheira Sanitarista. Analista do Ministério Público do Estado de Minas Gerais. Doutoranda em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos do DESA – Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, UFMG – Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil. alexandrasaraiva@yahoo.com.br

[2] Graduanda em Engenharia Química pela UFMG carolhabrib@hotmail.com

[3] Engenheira Química do DESA/ UFMG olivia@desa.ufmg.br

[4] Engenheira Química. Doutora em Engenharia Ambiental, Professora Associada do DESA, UFMG +55 31 34091887; +55 31 34091880 monica@desa.ufmg.br

1. INTRODUÇÃO

A introdução de substâncias tóxicas nos ecossistemas aquáticos é uma das causas mais complexas de deterioração da qualidade das águas destinadas ao abastecimento público, especialmente, no que tange aos agrotóxicos, muitos deles persistentes e resistentes ao tratamento convencional de águas para potabilização (STACKELBERG *et al*., 2007).

Em 2001 a União Européia elegeu 33 compostos orgânicos como prioritários no controle de poluição das águas (EuropeanUnion, 2001) sendo 16 agrotóxicos, e, desde então, vários projetos vêm sendo desenvolvidos buscando alternativas para o atendimento aos padrões de qualidade de água para estes compostos, cada vez mais restritivos.

Mais de 100.000 compostos químicos sintéticos são utilizados em uma grande variedade de produtos de uso doméstico, industrial e agrícola (JORGENSEN, 2004). Esses compostos chegam às águas superficiais por lançamento de águas residuárias ou carreamento. Para substâncias lipofílicas, as rotas possíveis nas estações de tratamento de águas residuárias são: (a) a substância é mineralizada a dióxido de carbono e água; (b) a substância lipofílica é pouco ou lentamente degradável; assim parte da substância é retida no lodo; (c) a substância é metabolizada a uma forma hidrofílica, mas ainda persistente, atingindo o ambiente aquático (HALLING-SORENSEN *et al.* 1998). Nesse contexto, a contaminação de águas e solos por compostos orgânicos persistentes é hoje motivo de preocupação e objeto de inúmeras pesquisas visando sua remoção e/ou destruição.

O manejo das lavouras de café requer a utilização de fertilizantes e diversos agrotóxicos para garantir a qualidade dos grãos. Esse fato, aliado à constante utilização dos recursos hídricos, especialmente captação de águas para consumo humano, e a introdução de substâncias tóxicas nesses ecossistemas têm demandado um maior número de pesquisas para avaliar e manter a sua qualidade.

A contaminação ambiental por agrotóxicos, muitos deles pertencentes ao grupo de substâncias recalcitrantes, é, desde a década de 90, reconhecida pela Organização Mundial de Saúde como um problema grave. Naquela ocasião, estimava-se que no mundo havia três milhões de pessoas contaminadas (USEPA, 2001). Uma das formas de contaminação é a ingestão de água, que recebe agrotóxicos, principalmente, pelo escoamento de áreas agrícolas.

Diante do exposto, neste trabalho avaliou-se o potencial de contaminação de mananciais superficiais e subterrâneos, por agrotóxicos aplicados nas lavouras de café no município de Manhuaçu, Estado de Minas Gerais, Brasil. Para tanto, selecionou-se três agrotóxicos, considerados mais impactantes, por semestre e por tipo de manancial.

Manhuaçu situa-se em uma importante região em termos de produção agrícola. Além disso, o município possui diferentes mananciais públicos de abastecimento de água, relevo montanhoso, alta média pluviométrica e diversas ocorrências de câncer na população. A pesquisa foi realizada por meio do levantamento dos produtos e respectivas quantidades de ingredientes ativos comercializadas na região no ano de 2007, suas propriedades físico-químicas e toxicológicas,

bem como aplicação de modelos descritos na literatura para estudar o comportamento desses compostos no ambiente e a expectativa de serem detectados nas águas (superficiais e subterrâneas).

2. OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo apresentar uma metodologia para seleção de agrotóxicos que apresentam maior potencial de contaminação de mananciais superficiais e subterrâneos.

3. METODOLOGIA

3.1. Região de estudo

Para o desenvolvimento desta pesquisa selecionou-se a região do município de Manhuaçu, que se situa na bacia hidrográfica do Rio Doce, Estado de Minas Gerais, Brasil e destaca-se dos demais municípios do Estado pela expressiva produção agrícola de café. Em 2008 a safra foi de aproximadamente 24.000 toneladas de grãos beneficiados (ABIC, 2010).

Segundo dados do IBGE (2010), o município de Manhuaçu dispõe de uma área colhida de 18.150 ha. O relevo local também é bastante montanhoso, com altitude variando de 561 a 1.760 metros. O índice pluviométrico médio anual da região é de 1.860,8 mm. Nesse contexto, nos períodos de chuvas há grande possibilidade desses agrotóxicos, aplicados às plantas e ao solo, terem o excedente carreado para as águas, contaminando-as.

Trata-se de uma região onde o sistema de abastecimento de água é composto por diversos mananciais. Assim, além da sede, Manhuaçu possui mais onze comunidades rurais com mananciais de abastecimento público próprios. No entanto, existem lavouras de café que margeiam os cursos d´água, inclusive os mananciais de captação de água para abastecimento público, desrespeitando as áreas de preservação permanente (APP) estabelecidas no Código Florestal Brasileiro e aumentando o risco de contaminação dessas águas, já que, muitas vezes, estão desprovidas de matas ciliares.

Além disso, a preocupação, por parte da população desse município, com uma eventual contaminação das águas por agrotóxicos e uma possível correlação com as várias causas de mortes por câncer na região, ensejam recorrentes matérias de jornais e é objeto de uma Ação Civil Pública impetrada pelo Ministério Público de Estado de Minas Gerais. Destaca-se, ainda, relatório apresentado pela Secretaria Municipal de Saúde de Manhuaçu, que apontou o câncer como a segunda maior causa de mortes na região, após as causas mal definidas (SVSM, 2009).

3.2. Seleção dos agrotóxicos (ingredientes ativos)

A partir da relação dos produtos comercializados na região no ano de 2007, apresentada pelo Instituto Mineiro de Agropecuária (IMA), buscou-se a formulação e os princípios ativos dos produtos comercializados na região (AGROLINK, 2009). Após essa etapa, foram levantadas as características físico-químicas e comportamento ambiental dos ingredientes ativos que formulam os agrotóxicos utilizados, tais como: solubilidade em água a 20ºC, coeficiente de adsorção à matéria orgânica (K_{oc}), meia-vida típica no solo (DT_{50}) e pressão de vapor (PV).

As propriedades físico-químicas de cada ingrediente ativo que compõem os agrotóxicos, obtidas da *International Union of Pure and Applied Chemistry* (IUPAC, 2009), foram avaliadas de modo a prever o comportamento dessas substâncias no ambiente. Para isso, aplicou-se o método desenvolvido por Goss (1992), que propõe critérios para avaliação do potencial de contaminação de águas superficiais por meio da classificação dos compostos, segundo a forma de transporte (dissolvidos em água ou associados ao sedimento em suspensão). Além disso, para seleção dos ingredientes mais passíveis de contaminação dos mananciais, foram consideradas as quantidades comercializadas no período, o potencial carcinogênico da substância e o uso em lavouras de café. Para discutir a estimativa do risco de contaminação de águas subterrâneas, analisou-se os índices de GUS (*Groundwater Ubiquity Score*) apresentados pela IUPAC para os diferentes ingredientes ativos dos agrotóxicos comercializados.

Adicionalmente, levantou-se a quantidade (em quilogramas) de ingredientes ativos comercializada na região no período de estudo. As densidades de cada agrotóxico, utilizadas para converter todos os produtos para uma mesma unidade e obter as quantidades totais comercializadas dos ingredientes ativos, foram obtidas das respectivas FISPQ (ficha de informação de segurança de produto químico).

Os ingredientes ativos foram classificados em ordem decrescente da quantidade aplicada, utilizando-se o *software* Excel®, sendo este o primeiro critério para a seleção dos produtos. Após isso, foram analisados os resultados obtidos para a metodologia de Goss, os índices de GUS, sua volatilidade, potencialidade carcinogênica e utilização em culturas de café.

Essa etapa propiciou a escolha dos três ingredientes ativos, considerados como mais impactantes dos mananciais superficiais e subterrâneos, em cada semestre.

4. COMPORTAMENTO DOS AGROTÓXICOS NO AMBIENTE

4.1. Propriedades físico-químicas dos agrotóxicos

O levantamento das propriedades físico-químicas de cada ingrediente ativo, que compõe os agrotóxicos, faz-se importante para estimar o comportamento dessas substâncias no ambiente, desde sua aplicação até o destino final. A natureza de cada agrotóxico é uma função composta de sua estrutura molecular expressa pelo tamanho molecular, ionizabilidade, solubilidade em água, lipofilicidade, polaridade e volatilidade. Cada uma dessas propriedades afeta a natureza geral de uma determinada molécula em alguma extensão, mas, geralmente, uma ou duas propriedades têm uma influência predominante (SILVA & FAY, 2004).

Assim, cada agrotóxico tem sua estrutura molecular definida, a qual determina, pelo menos parcialmente, como que a substância irá interagir no ambiente. Com a presença dos grupos funcionais contendo oxigênio, nitrogênio e enxofre, as moléculas orgânicas modificam suas propriedades físicas, químicas e biológicas. Esses grupos tendem a tornar os compostos orgânicos mais reativos química e biologicamente, mais solúveis em água e menos voláteis, quando comparados aos hidrocarbonetos com o mesmo número de carbono. Ademais, muitos desses grupos funcionais podem conferir propriedades ácidas ou básicas ao composto. Já a presença de halogênios – flúor, cloro e bromo – faz com que o agrotóxico seja menos solúvel em

água, mais volátil e normalmente menos reativo, tornando-o mais estável ambientalmente (SILVA & FAY, 2004).

Determinados agrotóxicos apresentam mais de um grupo funcional em sua estrutura. Dessa forma, a soma dos efeitos individuais dos vários grupos funcionais determina, no composto, suas propriedades físicas, químicas e biológicas e, portanto, seu comportamento no ambiente.

Cabe salientar que o método de Goss propõe critérios para avaliação do potencial de contaminação de águas superficiais por meio da classificação dos compostos segundo a forma de transporte (dissolvidos em água ou associados ao sedimento). Já os índices de GUS são utilizados para possibilitar uma análise da estimativa de risco de contaminação das águas subterrâneas, vez que predizem a possibilidade de lixiviação da substância. Os algoritmos Goss (1992) e os índices de GUS consideram o coeficiente de adsorção à matéria orgânica (K_{oc}), meia-vida no solo (DT_{50}) e solubilidade em água a 20ºC.

4.1.1. Solubilidade

A solubilidade em água de determinado agrotóxico pode ser definida como a quantidade máxima do composto orgânico que é dissolvida em água pura em determinado pH e temperatura. Indica a tendência de esse agrotóxico ser carreado superficialmente no solo por águas pluviais ou de irrigação e, assim, atingir as águas superficiais. No entanto, esse parâmetro não deve ser analisado isoladamente, devendo ser considerado juntamente com o coeficiente de partição solo/água (K_{oc}). A solubilidade de uma substância é função das condições ambientais (temperatura e pressão), da sua estrutura química, tamanho molecular, grupos funcionais, estado físico, dentre outros. Dessa forma, moléculas altamente solúveis tendem a ter coeficientes de adsorção, para solos e sedimentos, e fatores de bioconcentração, relativamente baixos. Então, tendem a ser mais rapidamente carreadas através do solo, atingindo as águas superficiais e subterrâneas. Os agrotóxicos com a presença de grupos funcionais contendo nitrogênio, oxigênio, enxofre e moléculas orgânicas como ácidos, alcoóis, cetonas, sais, aminas e tióis, permitem ligações desses com a água por pontes de hidrogênio, aumentando suas solubilidades em água. Já a adição de halogênio ou de grupos alquila diminui a solubilidade em água de uma maneira sistemática baseada no tamanho do substituinte (SILVA & FAY, 2004).

4.1.2. Meia-vida (DT_{50})

A degradabilidade dos agrotóxicos, geralmente expressa pela meia-vida no solo, fase aquosa e solo-sedimento, é muito variável. Não há um valor único para a meia-vida de agrotóxicos e sua determinação é fortemente influenciada pelas condições ambientais (solo, clima, atividade biológica, entre outras). Neste trabalho, adotou-se a meia-vida típica no solo para os compostos, vez que se objetiva realizar a comparação da persistência relativa dos vários agrotóxicos aplicados no período de estudo. Os valores de meia-vida são importantes para a compreensão do impacto potencial no ambiente, causado por agrotóxicos. De acordo com metodologia do Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais (IBAMA, 1990), a classificação dos compostos químicos, segundo suas persistências, pode ser apresentada pela percentagem de desprendimento de CO_2 em 28 dias – Quadro 1.

Quadro 1. Persistência no ambiente em função da DT_{50} e do desprendimento de CO_2

Desprendimento de CO_2 (%)	Persistência no ambiente
0 a 1	Alta (DT_{50} acima de 180 dias)
1 a 10	Média (DT_{50} entre 90 e 180 dias)
10 a 25	Reduzida (DT_{50} entre 30 e 90 dias)
Acima de 25	Não persistente (DT_{50} abaixo de 30 dias)

Fonte: Silva & Fay (2004)

4.1.3. Coeficiente de adsorção à matéria orgânica – K_{oc}

O coeficiente de adsorção à matéria orgânica (K_{oc}) mede a tendência de um composto sofrer partição entre a fase sólida e a solução do solo no sistema solo-água, indicando o potencial de mobilidade no solo. Assim como a DT_{50}, esse parâmetro é dependente de fatores ambientais, tais como o tipo de solo, clima e outros. O uso de K_{oc} demonstra a hipótese em que os processos de sorção estão em equilíbrio, o que ocorrerá somente se o fluxo de água for suficientemente lento e se o material adsorvente estiver uniformemente distribuído no interior dos poros (SILVA & FAY, 2004).

Segundo Dores & De-Lamonica-Freire (1999), a ligação dos agrotóxicos ao sedimento depende do conteúdo de carbono orgânico, tipo e conteúdo de argila, capacidade de troca catiônica, pH e ou superfície específica da partícula do sedimento.

4.2. PROCESSO DE TRANSPORTE

Os compostos químicos liberados no ambiente sofrem uma distribuição diferencial nos vários compartimentos ambientais (solo, água e atmosfera) até atingir as condições de equilíbrio. As propriedades dos compostos e o nível de saturação dos solos estão diretamente relacionados com o transporte do agrotóxico. A dispersão dos agrotóxicos pela água pode ocorrer por escoamento superficial ou lixiviação.

4.2.1 Escoamento superficial

Os agrotóxicos que permanecem na superfície do solo podem ser carreados para os corpos d´água por meio de: a) difusão e transporte turbulento dos agrotóxicos dissolvidos nos poros do solo e pelo fluxo do escoamento; b) dessorção de partículas do solo dentro dos limites do movimento líquido; c) dissolução dos agrotóxicos nos particulados estacionários ou d) redirecionamento dos agrotóxicos retidos nos particulados e sua subseqüente dissolução ou suspensão na água em movimento.

Dentre os fatores que afetam a perda por escoamento destacam-se: o clima, relevo local, estrutura e textura do solo, propriedades dos agrotóxicos e manejo. Os agrotóxicos que permanecem na superfície por longos períodos de tempo, por serem fortemente adsorvidos e resistentes à degradação e volatilização, serão mais suscetíveis a serem transportados por

escoamento superficial, enquanto a incorporação do composto ao solo reduzirá esse risco (LARSON *et al*, 1995 em SILVA & FAY, 2004).

4.2.2 Lixiviação

O modo de aplicação e ação de um agrotóxico são fatores importantes quando se trata da lixiviação, vez que os agrotóxicos aplicados sobre a superfície do solo são mais facilmente lixiviados do que os aplicados sobre as folhas. O indicador da contaminação das águas subterrâneas deve analisar, conjuntamente, a mobilidade com a persistência do composto. De acordo com SILVA & FAY (2004), a maioria dos agrotóxicos possui solubilidade em água (20ºC) acima de 10 mg/L e isso não constitui um fator limitante para a lixiviação nos solos, vez que se faz importante avaliar também a mobilidade dos compostos e isso normalmente depende de sua afinidade com a matéria orgânica e/ou minerais de argila (K_{oc}). As moléculas que são fortemente sorvidas na matéria orgânica são retidas no solo e não são lixiviadas para a água subterrânea.

4.3. Indicadores dos potenciais de contaminação dos mananciais

4.3.1 Mananciais superficiais

O potencial de contaminação de águas superficiais pode ser previsto pelo método proposto por Goss (1992). Trata-se de um modelo matemático que classifica o potencial de contaminação dos produtos em alto, médio e baixo em função do produto associado ao sedimento e dissolvido em água, conforme algoritmos apresentados nos Quadros 2 e 3.

Quadro 2 Algoritmos de classificação de agrotóxicos (de transporte associado ao solo/sedimento)

Classificação	Algoritmos – Potencial de transporte associado ao solo/sedimento
Grande	Se meia-vida ≥ 40 e Koc ≥ 1000 ou Se meia-vida ≥ 40 e Koc ≥ 500 e solubilidade ≤ 0,5
Pequeno	Se meia-vida ≤ 1 ou Se meia-vida ≤ 2 e Koc ≤ 500 ou Se meia-vida ≤ 4 e Koc ≤ 900 e solubilidade ≥ 0,5 ou Se meia-vida ≤ 40 e Koc ≤ 500 e solubilidade ≥ 0,5 ou Se meia-vida ≤ 40 e Koc ≤ 900 e solubilidade ≥ 2
Médio	Todos os demais

Fonte: Goss, 1992

Quadro 3. Algoritmos de classificação de agrotóxicos (transporte dissolvido em água)

Classificação	Algoritmos – Potencial de transporte dissolvido em água (em solução)
Grande	Se solubilidade ≥ 1 e meia-vida > 35 e Koc < 100.000 ou Se solubilidade ≥ 10 e solubilidade < 100 e Koc ≤ 700
Pequeno	Se Koc ≥ 100.000 ou Se Koc ≥ 1000 e meia-vida ≤ 1 ou Se solubilidade < 0,5 e meia-vida < 35
Médio	Todos os demais

Fonte: Goss, 1992

4.3.2. Mananciais subterrâneos

Para predizer o potencial de contaminação da água por agrotóxicos, Gustafson (1989) propôs um simples índice numérico, o Groundwater Ubiquity Score (GUS) que é definido pela Equação 2:

$$GUS = \log (DT_{50}) \times (4 - \log (k_{oc}) \quad \text{Equação (2)}$$

"em que:

DT_{50} – meia-vida

k_{oc} - coeficiente de adsorção à matéria orgânica."

O critério utilizado para o índice GUS é: GUS > 2,8 = alta lixiviação, GUS < 1,8 = baixa lixiviação e GUS 1,8 a 2,8 = estado de transição. O índice de GUS é um indicador do potencial químico de lixiviação em águas subterrâneas. Cabe salientar que não se trata de um substituto dos modelos e estudos de avaliação de risco.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1. Características gerais dos agrotóxicos utilizados

Pelo levantamento realizado por este estudo, constatou-se a utilização de diversos agrotóxicos na agricultura de café da região de Manhuaçu. Totalizaram 187 produtos distintos no primeiro semestre e 131 no segundo. Constatou-se, ainda, a grande diversidade das classes de agrotóxicos aplicados nas culturas de café da região de Manhuaçu em 2007. Os mais utilizados foram os fungicidas (F), inseticidas (I) e herbicidas (H), respectivamente (Figura 1).

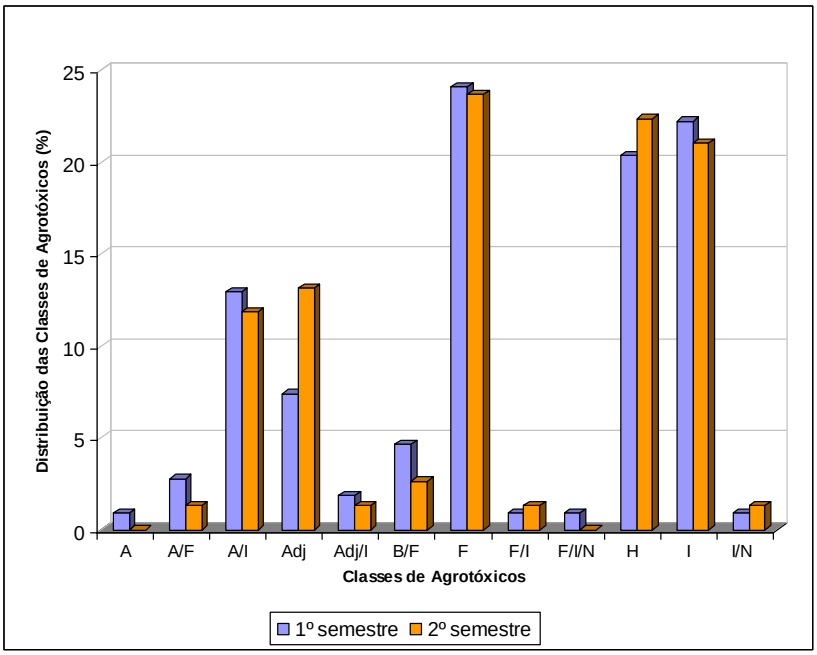


Figura 1. Classes dos agrotóxicos utilizados em 2007[5]

Dos agrotóxicos comercializados no primeiro semestre de 2007, mais da metade em ambos semestres destinaram-se às lavouras de café (56,25 % do total comercializado no primeiro semestre e 63,49% no segundo).

Também é grande a diversidade de grupos químicos de agrotóxicos aplicados (96 no primeiro semestre e 58 no segundo), sendo que os mais utilizados foram os organofosforados (cerca de 10% em ambos semestres), seguidos dos piretróides (9,38% no primeiro semestre e 10,34% no segundo), triazol (7,29% no primeiro semestre e 6,90% no segundo). No entanto, a maioria dos componentes aplicados nas lavouras (37,50% no primeiro semestre e 65,52% no segundo) pertence a outras classes menos usuais ou registradas recentemente.

Dentre as inúmeras propriedades físico-químicas dos compostos, os Quadros 4 e 5 apresentam aquelas consideradas fundamentais para a compreensão do comportamento dos agrotóxicos. Esses quadros apresentam, ainda, o resultado da avaliação do potencial de contaminação dos

[5] Nota: A: acaricida; Adj: adjuvante; B: bactericida; F: fungicida; H: herbicida; I: inseticida; N: nematicida.

mananciais, pelos agrotóxicos considerados mais impactantes, em cada semestre (aplicação do método de GOSS e análise dos índices de GUS). Após análise dos dados, conforme apresentado no item da metodologia, selecionou-se os ingredientes ativos apresentados no Quadro 6.

Quadro 4. Resultados da avaliação do potencial de contaminação dos mananciais, por agrotóxicos utilizados nas lavouras de Manhuaçu (1º semestre).

Ingrediente ativo (IA)	Massa Total por IA (kg)	Grupo químico	PV 25ºC (mPa)	Câncer	Café	Propriedades Físico-químicas			Método Goss		Índice GUS	
						S (mg/L)	DT_{50} típica solo (dias)	K_{oc} (mL/g)	AD	SL	Valor	Interpretação
mancozebe	14222	Ditiocarbamato	0,013	sim	sim	6,2	0,1	998	P	M	-1	BL
epoxiconazol	3023	Triazol	1,00E-02	?	sim	7,1	354	1073	G	G	2,47	ET
endossulfan	804	Organoclorado	0,83	?	sim	0,32	50	11500	G	M	-0,1	BL
flutriafol	143	Triazol	4,70E-04	-	sim	101,0	1358	255	M	G	4,99	AL
picloram	14	Composto Piridina	8,00E-05	?	sim	560,0	90	35	M	G	4,8	AL
ciproconazol	8	Triazol	0,026	?	sim	93,0	114	390	M	G	2,9	AL

Quadro 5. Resultados da avaliação do potencial de contaminação dos mananciais (2º semestre).

Ingrediente ativo (IA)	Massa Total por IA (kg)	Grupo químico	PV 25ºC (mPa)	Câncer	Café	Propriedades Físico-químicas			Método Goss		Índice GUS	
						S (mg/L)	DT_{50} típica solo (dias)	K_{oc} (mL/g)	AD	SL	Valor	Interpretação
mancozebe	925	Ditiocarbamato	0,013	sim	sim	6,2	0,1	998	P	M	-1	BL
flutriafol	775	Triazol	4,70E-04	-	sim	101,0	1358	255	M	G	4,99	AL
ciproconazol	347	Triazol	0,026	?	sim	93,0	114	390	M	G	2,9	AL
tiametoxam	306	Neonicotinoide	6,60E-06	?	sim	4100,0	50	70	M	G	3,66	AL

Legenda: “PV”: pressão de vapor; “S”: solubilidade em água a 20ºC; “AD”: potencial de transporte associado ao sedimento em suspensão; “SL”: potencial de transporte dissolvido em água; “EP”: extra pequeno; “P”: pequeno; “M”: M; “G”: grande; “DI”: dados insuficientes; “-“: dados não encontrados; “?”: possivelmente, com ; “BL”: baixa lixiviação; “AL”: alta lixiviação; “ET”: estado de transição.
Fonte: Agrolink (2009), Goss (1992), IMA (2008), IUPAC (2009)

5.2. Ingredientes ativos selecionados

5.2.1. Mancozebe: $(C_4H_6N_2S_4Mn)_X . (Zn)_y$

O mancozebe apresentou-se como o segundo e o quarto agrotóxico mais comercializado no primeiro e segundo semestres, respectivamente. Embora seja muito utilizado e apresente mediana probabilidade de ser transportado para os mananciais superficiais (método de Goss) e efetivo potencial cancerígeno, este ingrediente ativo não foi contemplado na legislação brasileira de potabilidade (Portaria do Ministério da Saúde nº. 518/2004). Trata-se de uma substância volátil (pressão de vapor = 0,013 mPa 25ºC) e de um complexo organo-metálico, de cadeia aberta, sendo mais polar e aumentando sua solubilidade em água.

A presença dos grupos funcionais contendo nitrogênio e enxofre tende a tornar esse composto orgânico mais reativo química e biologicamente. Sua meia-vida típica no solo é de 0,1 dia, classificando-o como não persistente.

Pelas propriedades avaliadas, este composto não deverá ser encontrado na água, apenas no sedimento.

5.2.2. Epoxiconazol ($C_{17}H_{13}ClFN_3O$)

O epoxiconazol representou o sexto agrotóxico mais comercializado no primeiro semestre do ano de estudo. No entanto, essa substância não está relacionada na Portaria brasileira de potabilidade. Esse fungicida apresentou, pela metodologia de Goss, grande potencial de contaminação dos mananciais superficiais, tanto transportado adsorvido às argilas ou matéria orgânica (AD), quanto dissolvido em água (SL). A IUPAC não apresenta dados conclusivos sobre seu potencial carcinogênico. Devido à presença de dois anéis aromáticos na estrutura química e um anel de amina, esse composto possui características persistentes. A solubilidade a 20ºC igual a 7,1 mg/L é considerada baixa, o composto é volátil (pressão de vapor igual a 1,00E-02 mPa 25ºC), possuindo meia-vida típica no solo de 354 dias (classificado como persistente).

Este composto apresenta grande potencial de adsorção (poderá ser encontrado no sedimento) e, se for de uso contínuo e intenso, poderá ser encontrado na água.

5.2.3. Endossulfan ($C_9H_6Cl_6O_3S$)

Esse produto, embora muito utilizado nas lavouras de café analisadas, para controle de insetos e ácaros (ocupou a sétima posição, em termos quantitativos, no primeiro semestre), tem seu uso totalmente proibido nos países da Europa (IUPAC, 2009). Utilizando a metodologia de Goss, esse agrotóxico organoclorado apresenta um potencial grande e médio de contaminar os mananciais superficiais, sendo transportados adsorvidos às partículas argilosas e matéria orgânica presentes aos solos (AD) e dissolvido em água (SL).

A estrutura molecular desse composto possui um átomo de enxofre e seis átomos de cloro ligados a carbonos da estrutura, aumentando sua polaridade.

O endossulfan apresenta moderada persistência no solo (meia-vida típica de 50 dias) e solubilidade a 20ºC igual a 0,32 mg/L, considerada baixa pela IUPAC; e maior volatilidade (pressão de vapor 25ºC de 0,83 mPa).

O endossulfan possui grande potencial de adsorção e baixa lixiviação – dificilmente será encontrado na água.

5.2.4. Ciproconazol ($C_{15}H_{18}ClN_3O$)

Foi o sétimo produto mais comercializado na região, seu potencial cancerígeno não apresenta dados conclusivos e a substância não está relacionada na Portaria brasileira de potabilidade.

Esse produto tem grande pontencial para atingir os mananciais superficiais, transportado por dissolução em água e médio potencial de contaminação por adsorção ao grão de solo. Esse produto apresenta alta lixiviação, fato que o caracteriza por apresentar grande potencial de contaminação dos mananciais subterrâneos.

Possui características de volatilidade (pressão de vapor a 25ºC de 0,026 mPa). Apresenta em sua estrutura um anel aromático e um anel de amina, que determina sua persistência. Sua polaridade devido, à presença do halogênio (cloro), torna o composto mais solúvel, podendo ser classificado como moderadamente solúvel (solubilidade em água a 20ºC igual a 93,0 mg/L).

Este composto dispõe de alto potencial de transporte dissolvido em água e alta lixiviação, podendo ser encontrado na água.

5.2.5. Picloram ($C_6H_3Cl_3N_2O_2$)

Este produto apresentou alto potencial de contaminação dos mananciais subterrâneos, além de médio e grande potencial de transporte associado ao sedimento (AD) e dissolvido em água (SL), respectivamente. Essa substância também não está relacionada na Portaria brasileira de potabilidade.

Esse composto possui alta polaridade, o que indica sua solubilidade em água, devido a presença de três átomos de cloro, (solubilidade em água a 20ºC equivalente a 560,0 mg/L). Sua pressão de vapor a 25ºC, igual a 8,00E-05 mPa, indica estado intermediário de volatilidade.

6. CONCLUSÕES

Considerando a diversidade de agrotóxicos aplicados nas lavouras de café e a restrição da legislação brasileira de potabilidade (Portaria MS nº. 518/2004), torna-se necessário adotar critérios de seleção das substâncias a serem monitoradas de forma a garantir a qualidade das águas de abastecimento público.

Ademais, muitos desses agrotóxicos são tóxicos, persistentes no ambiente e resistentes ao tratamento convencional de água para potabilização.

Sendo assim, o presente trabalho apresentou uma metodologia para seleção dos agrotóxicos que apresentam maior potencial de contaminação dos mananciais. O estudo baseou-se na quantidade de produto comercializada, suas propriedades físico-químicas, potencial cancerígeno, aplicação nas lavouras de maior predominância da região de estudo, bem como aplicação de modelos matemáticos (algoritmos) para prever o comportamento

desses compostos no ambiente e a expectativa de serem detectados nas águas superficiais e subterrâneas.

AGRADECIMENTOS

FAPEMIG-Processo APQ-00676-08; CAPES-Projeto PROCAD 0064050; MP-MG.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABIC – Associação Brasileira da Indústria de Café (2010). *Café beneficiado – safra 2008 Parque Cafeeiro*. Disponível em http://www.abic.com.br. (acesso em 16 de abril 2010).

Agrolink. AgrolinkFito (2009). *Busca por ingrediente ativo*. Disponível em <www.agrolink.com.br/agrolinkfito/secure/FichaTecnica>. (acesso em agosto de 2009).

ChemSpider – *Estrutura e propriedades químicas*. Disponível em: http://www.chemspider.com/. (acesso em agosto de 2010).

Dores, E. F. G. C.; De-Lamonica-Freire, E. M. (1999) *Contaminação do ambiente aquático por pesticidas: vias de contaminação e dinâmica dos pesticidas no ambiente aquático*. Pesticidas Revista de Ecotoxicologia e Meio Ambiente, Curitiba, v. 9, p. 1-18.

EuropeanUnion (2001). Decision nº 2455/2001/EC of the European Parlament and of the Council of 20 November 2001 e*stablishing the list of priority substances in the field of water policy and amending*, Directive 2000/60/EC Off. J. Eur. Commun: L331/1 - L331/5.

Flury, M.; Fluhler, H. (1996) *Modeling solute leaching in soils by diffusuin-limited aggregation: basic concepts and application to conservative solutes*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Oxford, v. 33, n. 5, p. 200-A.

Gibs, J. *et al*. (2007). *Persistence of pharmaceuticals and other organic compounds in chlorinated drinking water as a function of time*. Science of The Total Environment 373(1): 240-249.

Goss, D.W. (1992). *Screening procedure for soils and pesticides for potencial water quality impacts*. Weed Technology. V. 6, p. 701-708.

Gustafon, D. I. (1989). *Groundwater ubiquity score: asimple method for assessing pesticide leachibility*. Environmental Toxicology and Chemistry, Pensacola, v. 8, p. 339-357.

Halling-Sorensen, B. *et al* (1998). *Occurrence, fate and effects of pharmaceutical substances in the environment* - A review. Chemosphere 36(2): 357-393.

IBAMA – Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (1190). *Manual de testes para avaliação da ecotoxicidade de agentes químicos*. 2 ed. Brasília. 351 p.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2010). *Levantamento Sistemático da Produção Agrícola*. Disponível em <http://www.ibge.gov.br> (acesso em maio de 2010).

IMA – Instituto Mineiro de Agropecuária (2008). "Relatório de vendas por município - Período: 2007, Manhuaçu". Ofício GDV-133/2008 (06-05-2008). ID MPMG-SGDP nº 1010798.

IUPAC – International Union of Pure and Applied Chemistry (2010). *Pesticide Properties Database*. Disponível em <http://sitem.herts.ac.uk/aeru/iupac/index.htm> (acesso: jun. 2010).

Jorgensen S. Forward (2004). Pharmaceuticals in the environment – sources, fate, effects and risks. 2nd ed. Kummerer, K., Springer, 527 pp.

Larson, S. J.; Capel, P. D.; Goolsby, D. A.; Zaugg, S. .; Sandstrom, M, W. (1995). *Relations between pesticide use and riverine flux in the Mississippi river basin*. Chemosphere, Oxford, v. 31, p. 3305-3321.

Secretaria Vigilância de Saúde de Manhuaçu-SVSM (2009). Superintendência de Epidemiologia. Programa de Avaliação e Vigilância do Câncer do Estado de Minas Gerais (PAV-MG). *Manhuaçu-MG*. Relatório apresentado por meio do Ofício GS-183/09. Elaborado por Antoniazzi, B. N. *et al*.

Silva, C. M. M de S.; Fay, E. F. (2004). *Agrotóxicos e ambiente*. Embrapa Informação Tecnológica. Brasília, DF, 400 p.

Stackelberg, P. E. *et al*. (2007). *Efficiency of conventional drinking-water-treatment processes in removal of pharmaceuticals and other organic compounds*. Science of The Total Environment 377(2-3): 255-272.

USEPA (2001). *The incorporation of water treatment effects on pesticide removal and transformations in Food Quality Protection Act (FQPA) drinking water assessments*. Office of Pesticides Programs. Disponível em<www.epa.gov/pesticides/trac/science/water_treatment.pdf> (acesso em 02.02.2010).

SISTEMA DE TRANSFERÊNCIA E TRIAGEM DE RESÍDUOS SÓLIDOS DA REGIÃO AUTÓNOMA DA MADEIRA-RESULTADOS DE MONITORIZAÇÃO DO MEIO AQUÁTICO

Filipa RODRIGUES[1]; Marisa SILVA[2]; José SALDANHA MATOS[3]

RESUMO

Os Estudo de Impacte Ambiental (EIA) e os Relatórios de Conformidade Ambiental (RECAP) do Sistema de Transferência e de Triagem de Resíduos Sólidos da Região Autónoma da Madeira preconizaram a adopção de Programas de Monitorização Ambiental para as principais vertentes que suportam a gestão ambiental do sistema.

A necessidade de construir um elemento de diagnóstico permanente dos possíveis impactes na qualidade das águas da zona envolvente da Estação de Transferência da Zona Oeste (ETZO), no sítio da Meia Légua, Ribeira Brava, da Estação de Transferência da Zona Leste e Triagem da RAM (ETZL), no sítio do vale de Porto Novo, na margem direita da ribeira do mesmo nome, e do Centro de Processamento de Resíduos Sólidos do Porto Santo (CPRS), resultou em necessidade de monitorização do meio aquático.

Nesta comunicação apresenta-se, sumariamente, o sistema de transferência e triagem de resíduos sólidos da Região Autónoma da Madeira, gerido pela Valor Ambiente – Gestão e Administração de Resíduos da Madeira, S.A., bem como as secções, os programas de amostragem e os principais resultados obtidos no âmbito do 1º e 2º anos de monitorização (2008 e 2009) das campanhas no meio aquático, incluindo efluentes das ETAR, de ribeiras e de águas costeiras, nas ilhas da Madeira e Porto Santo.

PALAVRAS-CHAVE: águas residuais; lixiviados; monitorização; resíduos sólidos

[1] Engª Química, Técnica da Valor Ambiente, S.A., Região Autónoma da Madeira, frodrigues@valorambiente.pt

[2] Engª Química (IST), Mestre em Engenharia Sanitária (FCT/UNL)., Gestora de Projecto na HIDRA, marisalsilva@gmail.com

[3] Professor Catedrático, Instituto Superior Técnico, jsm@civil.ist.utl.pt

1 INTRODUÇÃO

O objectivo desta comunicação consiste na caracterização geral do empreendimento e na apresentação dos resultados obtidos no âmbito de dois anos de campanhas de Monitorização da Componente de Meio Aquático do Sistema de Transferência e Triagem de Resíduos Sólidos da Região Autónoma da Madeira.

A monitorização da componente de meio aquático permite avaliar possíveis impactes na qualidade das águas da zona envolvente da Estação de Transferência da Zona Oeste (ETZO), da Estação de Transferência da Zona Leste e Triagem da RAM (ETZL), e do Centro de Processamento de Resíduos Sólidos do Porto Santo (CPRS).

Deste modo, apresenta-se a evolução dos resultados relativos a análises que tiveram lugar entre Abril de 2008 e Fevereiro de 2010. Os resultados dizem respeito à qualidade das águas superficiais da ribeira Brava (meio hídrico superficial mais próximo da ETZO), da ribeira de Porto Novo (meio hídrico superficial mais próximo da ETZL), da ribeira do Perril (meio hídrico superficial mais próximo do CPRS) e de águas costeiras, junto de local de descarga da ribeira do Perril, na ilha do Porto Santo.

2 LOCALIZAÇÃO, DESCRIÇÃO DOS SISTEMAS E DOS PONTOS DE AMOSTRAGEM

2.1 Considerações iniciais

A Valor Ambiente - Gestão e Administração de Resíduos da Madeira, S.A. é responsável pela gestão do Sistema e de todas as suas instalações associadas aos resíduos sólidos da Região Autónoma da Madeira. Deste modo, assegura, de forma regular, contínua e eficiente, a transferência, a triagem, o tratamento e a valorização dos resíduos sólidos produzidos.

Na Figura 1 apresenta-se, esquematicamente, o Sistema de Transferência, Triagem, Tratamento e Valorização da Região Autónoma da Madeira.

A "Monitorização da Componente de Meio Aquático do Sistema de Transferência e Triagem de Resíduos Sólidos da Região Autónoma da Madeira" visa a recolha, apresentação e análise dos resultados de qualidade das águas na zona envolvente dos seguintes locais principais:

- ✓ Estação de Transferência da Zona Oeste (ETZO);
- ✓ Estação de Transferência da Zona Leste e Triagem da Madeira (ETZL/ET);
- ✓ Centro de Processamento de Resíduos Sólidos do Porto Santo (CPRS).



Figura 1 – Representação esquemática das unidades do sistema de Transferência, Triagem, Tratamento e Valorização da Região Autónoma da Madeira.

2.2 Sistema de Transferência da Zona Oeste da Ilha da Madeira

2.2.1 Descrição do sistema

O Sistema de Transferência da Zona Oeste da Ilha da Madeira representa um contributo fundamental no sentido da melhoria do sistema de gestão de resíduos sólidos urbanos na região constituída pelos concelhos da Calheta, Ponta do Sol, Porto Moniz, Ribeira Brava e São Vicente. A Estação de Transferência da Zona Oeste (ETZO) localiza-se no concelho da ribeira Brava, no Sítio da Meia Légua, como se pode observar na Figura 2.

O sítio da Meia Légua, inserido numa área de Paisagem Protegida do Parque Natural da Madeira, apresenta uma tipologia rural, evidenciando alguma pressão antropogénica. A actividade comercial encontra-se representada junto do local de implantação por um hipermercado. Na zona envolvente marcam presença a exploração agrícola de pequena dimensão, a habitação dispersa e a estrada ER104 (importante via que liga a ER101 na costa sul à zona norte da ilha da Madeira).

Este local situa-se na bacia hidrográfica de ribeira Brava, que nasce nas cabeceiras da Serra de Água e corre de Norte para Sul num vale relativamente estreito, com cerca de 7,5 km de comprimento. Neste local a bacia hidrográfica da ribeira apresenta uma área de cerca de 31,5 km^2, o que representa 75% da área total da bacia (42,1 km^2).

O sistema situa-se na margem esquerda da ribeira, na base da encosta (cotas 100 e 110 m), entre duas linhas de água afluentes da ribeira Brava. A linha de água de montante atravessa a parte Sul da Meia Légua e a de jusante, a ribeira Funda, cai em cascata sobre uma encosta a pique. O leito da ribeira Brava situa-se, neste troço, entre as cotas 96 e 103 m.



Figura 2 – Localização geral da Estação de Transferência da Zona Oeste (ETZO).

Na Figura 3 apresenta-se uma fotografia da Estação de Transferência da Zona Oeste (ETZO).



Figura 3 – Fotografia da Estação de Transferência da Zona Oeste (ETZO).

O Sistema de Transferência da Zona Oeste da Ilha da Madeira no sítio da Meia Légua ocupa uma área total da ordem de 1,6 hectares, compreendendo as seguintes infra-estruturas de processamento de resíduos, edifícios e instalações de apoio: Portarias e báscula; Edifício administrativo; Edifício de transferência; Edifício do ecocentro; Oficina e armazém; Zona de lavagem de viaturas; e Estação de Tratamento de Águas Residuais.

A instalação ainda inclui vias de circulação interna, utilidades (nomeadamente redes de abastecimento de água e de drenagem de águas residuais, reservatório de água para incêndio, depósito de abastecimento de combustível e instalações eléctricas) e zonas verdes permitindo a integração paisagística e enquadramento do conjunto.

As águas residuais produzidas na instalação estão associadas às utilizações sanitárias, sobretudo à utilização dos duches no final dos turnos de trabalho, à

lavagem de viaturas, à lavagem das zonas de transferência e respectivos contentores e, embora com pouco significado, à escorrência de lixiviados dos Resíduos Sólidos Urbanos (RSU). Estas escorrências poderão ocorrer eventualmente na zona de descarga das viaturas para a tremonha de recepção do sistema de transferência, não sendo expectáveis em redor da unidade de compactação ou dos contentores para onde são transferidos os RSU, dado que o processo decorre em sistema fechado e estanque. O sistema de tratamento inclui:

- ✓ Tratamento preliminar de gradagem, separação de areias e óleos e gorduras
- ✓ Tratamento biológico em reactor sequencial;
- ✓ Desinfecção final e armazenamento e bombagem para reutilização.

Actualmente, é efectuada a reutilização da água residual tratada no interior das instalações, nomeadamente para rega.

Em caso de necessidade, o caudal excedente é desviado e descarregado na ribeira Brava. No entanto, raramente se verificam descargas de efluente ou de caudal excedente na ribeira, dada a utilização para rega. Na Figura 4 apresenta-se uma fotografia da ribeira Brava, junto do empreendimento.



Figura 4 – Fotografia da ribeira Brava, junto da ETZO.

2.2.2 Locais de Amostragens na ETZO

Na ribeira Brava (meio hídrico superficial mais próximo) foram definidos dois pontos de amostragem: a montante e a jusante da descarga da ETAR. Foram ainda analisadas as águas residuais tratadas provenientes da ETAR. Na Figura 5 apresenta-se a localização esquemática dos três pontos de amostragem junto da ETZO.



ETZO1 - Ribeira Brava, a montante da descarga da ETAR

ETZO2 - Ribeira Brava, a jusante da descarga da ETAR

ETZO3 - Águas residuais tratadas provenientes da ETAR

Figura 5 – Localização esquemática dos pontos de amostragem junto da ETZO.

O ponto de amostragem ETZO1 permite a recolha de amostras de água da ribeira Brava para a definição da situação de referência, enquanto o ponto de amostragem ETZO2 permite monitorizar a qualidade da água da ribeira.

O ponto de amostragem ETZO3 permite monitorizar a água residual tratada, que se encontra armazenada para posterior reutilização no interior da instalação, a partir da rede de rega.

2.3 Sistema de Transferência da Zona Leste da Ilha da Madeira

2.3.1 Descrição da ETZL

O Sistema de Transferência da Zona Leste (ETZL) da Ilha da Madeira efectua a transferência de resíduos sólidos urbanos dos concelhos de Machico, Santa Cruz e Santana até à ETRS da Meia Serra. Esta infra-estrutura, a operar desde Abril de 2007, recebe e compacta os resíduos de recolha indiferenciada no Edifício de Transferência, seguindo-se o seu transporte até à ETRS.

A Estação de Transferência da Zona Leste, que ocupa uma área superior a 15 000 m^2, localiza-se no vale do Porto Novo, no concelho de Santa Cruz, como se pode observar na Figura 6. Insere-se no fundo de um vale, na margem direita da ribeira de Porto Novo, nas proximidades da britadeira do Governo Regional. Na Estação de Triagem da Madeira (ET), contígua à ETZL, são triados e/ou processados os resíduos de embalagem (papel/cartão, vidro, metais e plásticos) provenientes da recolha selectiva para posterior envio para reciclagem no Continente.



Figura 6 – Localização geral da Estação de Transferência da Zona Leste (ETZL).

O local está encaixado entre as encostas declivosas do Pico da Gaula (a nascente) e do Pico da Água (a poente), na base do vale, que termina com uma pequena praia.

O aglomerado populacional mais próximo, Lugar das Lajes, encontra-se a cerca de 250 m, embora a uma altitude superior. Na Figura 7 apresenta-se uma fotografia da Estação de Transferência da Zona Leste (ETZL).

As instalações do Sistema de Transferência da Zona Leste da Ilha da Madeira e de Triagem da Região Autónoma da Madeira no sítio de Porto Novo ocupam uma área total da ordem de 2,2 hectares, compreendendo as seguintes infra-estruturas de processamento de resíduos, edifícios e instalações de apoio: Portaria e báscula; Edifício administrativo; Edifício da transferência; Edifício do ecocentro; Edifício da triagem; Plataforma de vidro; Oficina e armazém; Zona de lavagem de viaturas; e Estação de Tratamento de Águas Residuais.



Figura 7– Fotografia da Estação de Transferência da Zona Leste (ETZL).

Todas as águas residuais produzidas na instalação são conduzidas à ETAR. Após o tratamento verifica-se que o efluente é, de uma forma geral, utilizado na rega e, em situações excepcionais, nomeadamente tempo pluvioso, excesso de caudal, etc., descarregado na ribeira do Porto Novo. No Projecto, estimou-se um caudal máximo de cerca de 14 m^3/dia.

As águas residuais produzidas estão associadas às utilizações sanitárias (sobretudo à utilização dos duches no final dos turnos de trabalho), à lavagem de viaturas, à

lavagem das zonas de transferência e respectivos contentores e, embora com pouco significado, às escorrência de lixiviados dos RSU.

As escorrências de lixiviados dos RSU poderão ocorrer eventualmente na zona de descarga das viaturas para a tremonha de recepção do sistema de transferência, não sendo expectáveis em redor da unidade de compactação ou dos contentores para onde são transferidos os RSU, dado que o processo decorre em sistema fechado e estanque.

A ETAR apresenta o seguinte esquema de tratamento:

- ✓ Tratamento preliminar de gradagem, separação de areias e óleos e gorduras;
- ✓ Tratamento biológico em reactor sequencial;
- ✓ Desinfecção final e armazenamento e bombagem para reutilização.

O caudal tratado é apenas descarregado na ribeira do Porto Novo em condições excepcionais, pluvioso, ou seja, quando a ribeira apresenta caudal. A Figura 8 diz respeito a fotografia da ribeira do Porto Novo.



Figura 8 – Fotografias da ribeira do Porto Novo próximo da ETZL).

2.3.2 Locais de Amostragens na ETZL

O meio hídrico superficial mais próximo da instalação e onde se efectua, excepcionalmente, a descarga do efluente, é a ribeira do Porto Novo. Nesta ribeira foram definidos dois pontos de amostragem: a montante e a jusante da descarga da ETAR. Foi ainda monitorizada a qualidade das águas residuais tratadas, provenientes da ETAR. Na Figura 9 apresenta-se a localização esquemática dos três pontos de amostragem junto da ETZL.



Figura 9 – Localização esquemática dos pontos de amostragem junto da ETZL.

O ponto de amostragem ETZL1 permite a recolha de amostras de água da ribeira do Porto Novo para definição da situação de referência, enquanto o ponto de amostragem ETZL2 permite monitorizar a qualidade da água da ribeira.

O ponto de recolha ETZL3 permite monitorizar a água residual tratada, que se encontra armazenada para posterior reutilização, ou descarga na ribeira do Porto Novo.

2.4 Centro de Processamento de Resíduos Sólidos do Porto Santo

2.4.1 Descrição do CPRS

O Centro de Processamento de Resíduos Sólidos (CPRS) da ilha do Porto Santo encontra-se em funcionamento desde Agosto de 2006, e tem por objectivo a gestão adequada e sustentável dos resíduos urbanos produzidos na ilha.

A instalação localiza-se junto ao Porto das Salemas, na costa Norte da Ilha de Porto Santo, a cerca de 500 m da Camacha, e ocupa uma área da ordem de 5,2 hectares. Na Figura 10 apresenta-se, a localização e uma imagem do Centro de Processamento de Resíduos Sólidos de Porto Santo.

O Antigo Aterro de Porto Santo, único destino final de resíduos na ilha até à entrada em funcionamento do CPRS, cessou a sua operação em 2007, tendo-se iniciado a respectiva selagem em Outubro de 2007.

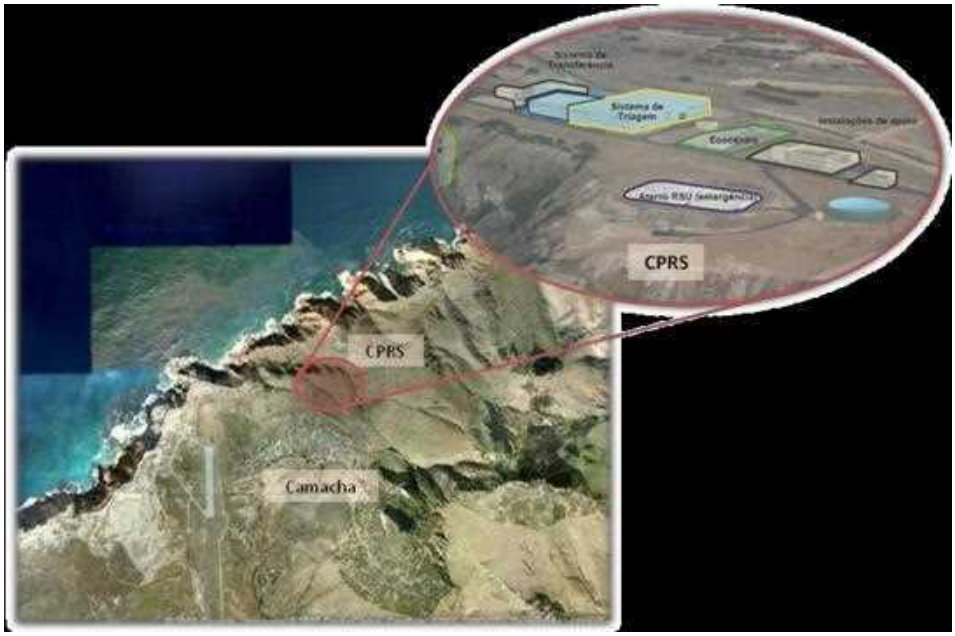


Figura 10 – Localização do Centro de Processamento de Resíduos Sólidos de Porto Santo.

A gestão dos resíduos produzidos passa, na maioria dos casos, pelo envio dos resíduos para sistemas de maior dimensão, como a ETRS da Meia Serra ou retomadores autorizados. A instalação do Porto Santo compreende as infra-estruturas de processamento de resíduos, edifícios e instalações de apoio, designadamente, Portaria e báscula; Edifício administrativo; Edifício da transferência; Edifício da triagem; Ecocentro; Zona de deposição de terras e entulhos; Célula fusível para deposição de RSU, em situações de emergência; Oficina e armazém; e Zona de lavagem de viaturas.

O Centro inclui uma célula fusível para deposição de resíduos urbanos, que funciona apenas em situações de emergência, designadamente no caso de situações de inexistência prolongada de transporte marítimo para a ilha da Madeira, ou de avaria dos equipamentos de transferência. Nessas situações excepcionais, as escorrências são drenadas para um reservatório enterrado, onde ficam armazenadas.

Na Figura 11 apresentam-se fotografias com vistas da linha de água e da zona costeira na envolvente do empreendimento.



Figura 11 – Fotografias da linha de água na zona envolvente do empreendimento (CPRS) e da zona costeira.

Para além das principais instalações, o CPRS integra uma área de terreno específica para a deposição de inertes (terras e entulhos), como forma de eliminar os diversos pólos de descarga deste tipo de resíduos existentes na ilha. Inclui, ainda, vias de circulação interna e redes de utilidades (designadamente redes de drenagem de águas e depósito de combustíveis) e zonas verdes para integração paisagística das unidades.

As águas residuais produzidas na instalação resultam, principalmente, da actividade dos trabalhadores e da lavagem das instalações e equipamentos.

No processo de triagem não se prevê a produção de lixiviados, atendendo às características dos materiais processados.

Na célula "fusível", com a deposição de RSU, ocorre a produção de lixiviados. A célula encontra-se devidamente impermeabilizada e infra-estruturada, permitindo a drenagem destes efluentes para um reservatório enterrado. O volume do reservatório é de cerca de cerca de 100 m^3.

Os restantes efluentes produzidos no CPRS são transportados por bombagem, após passagem numa caixa de óleos e gorduras, para a rede de drenagem pública de águas residuais, a fim de serem tratados na ETAR do Porto Santo.

2.4.2 Locais de Amostragem do CPRS

O meio hídrico superficial mais próximo do CPRS é a ribeira do Perril. Nesta ribeira, definiram-se dois pontos de amostragem: a montante (CPRS1) e a jusante (CPRS2) do centro de processamento. Para a monitorização das águas residuais/lixiviados produzidos no Centro de Processamento de Resíduos Sólidos foi seleccionado o ponto de amostragem CPRS4 - tanque de recepção de lixiviados (reservatório enterrado) que têm origem na célula "fusível". Nas águas costeiras, próximo da descarga da ribeira do Perril, foi definido ainda um ponto de amostragem (CPRS5), para monitorizar-se a qualidade das águas costeiras.

Na Figura 12 apresenta-se a localização esquemática dos pontos de amostragem.



CPRS1 - Ribeira do Perril, a montante do CPRS
CPRS2 - Ribeira do Perril, a jusante do CPRS
CPRS4 – Tanque de recepção de águas lixiviantes
CPRS5 - Águas costeiras

Figura 12 – Localização esquemática dos pontos de amostragem, próximo do CPRS.

No entanto, no âmbito do primeiro ano de campanhas, concluiu-se que a secção CPRS1 podia ser dispensada, uma vez que, na maior parte do tempo, não apresenta caudal

3 PARÂMETROS E PERIODICIDADE DE AMOSTRAGEM

3.1 Periodicidade das Campanhas

As campanhas de amostragem na ribeira Brava e na ribeira de Porto Novo (**ETZO1, ETZO2, ETZL1 e ETZL2**) apresentaram, em regra, uma periodicidade trimestral (duas vezes na época seca e duas vezes na época húmida). No que diz respeito à monitorização das águas residuais das instalações ETZO e ETZL (**ETZO3** e **ETZL3**), apresentaram uma periodicidade semestral.

No caso do CPRS, a monitorização das águas superficiais da ribeira do Perril, das águas costeiras e das águas residuais da instalação (**CPRS2**, **CPRS4** e **CPRS5**) apresentaram uma periodicidade semestral.

3.2 Parâmetros a analisar

Os parâmetros a analisar foram definidos consoante o tipo de secção (águas superficiais, águas costeiras, águas residuais e águas lixiviantes).

No que se refere aos pontos de amostragem **ETZO1, ETZO2, ETZL1 e ETZL2** foram previstos os seguintes parâmetros: pH; Temperatura; CQO; CBO_5; Oxidabilidade; Sólidos Suspensos Totais; Condutividade; Nitritos; Nitratos; Azoto Kjeldahl; Fósforo Total; Fenóis; Cloretos; Sulfatos; Cádmio; Crómio; Cobre; Chumbo; Mercúrio; Níquel; Sódio; Zinco e Hidrocarbonetos.

No caso dos pontos de amostragem **ETZO3** e **ETZL3** foram estipulados os seguintes parâmetros: pH; Temperatura; CQO; CBO_5; Oxidabilidade; Sólidos Suspensos Totais; Condutividade; Nitritos; Nitratos; Azoto Kjeldahl; Fósforo Total; Fenóis; Cloretos; Sulfatos; Cádmio; Crómio; Cobre; Chumbo; Mercúrio; Níquel; Sódio; Zinco e

Hidrocarbonetos.

Para os pontos de amostragem **ETZO1** e **ETZO2,** e após uma fase inicial**,** estabeleceu-se a análise da totalidade dos parâmetros constantes nos Anexos XVI e XXI do Decreto-lei nº 236/98, pelo menos uma vez por ano. No caso dos pontos de amostragem **ETZL1** e **ETZL2** verifica-se a análise da totalidade dos parâmetros constantes nos XXI do Decreto-lei nº 236/98.

Quanto aos pontos de amostragem de águas residuais EZTO3 e ETZL3 são cumpridos semestralmente os requisitos legais constantes dos anexos XVI e XVIII do Decreto-Lei n.º 236/98, de 1 de Agosto.

No caso do **CPRS**, a apreciação da qualidade da água da ribeira do Perril, das águas costeiras do Porto das Salemas, das águas residuais e das águas lixiviantes foram realizadas tendo como referência os valores normativos estipulados no Decreto-Lei nº 236/98 de 1 de Agosto, designadamente nos anexos XXI (objectivos ambientais de qualidade mínima para as águas superficiais) e XV (qualidade das águas balneares) e XVIII (valores limite de emissão (VLE) na descarga de águas residuais).

4 ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 Análise de resultados obtidos na ribeira Brava

Seguidamente, apresentam-se os aspectos considerados mais relevantes dos resultados obtidos nos dois anos de campanhas de amostragem, para as águas superficiais da ribeira Brava. A análise incide particularmente sobre as secções ETZO1 e ETZO2, de forma a avaliar o possível impacte da exploração da Estação de Transferência da Zona Oeste – ETZO, localizada junto à ribeira Brava.

Na Figura 13 apresenta-se a evolução da concentração da CBO_5 e SST nos pontos de amostragem ETZO1 e ETZO2.

Na Figura 14 apresenta-se a evolução da concentração de Nitratos, de Azoto Kjeldahl e de Fósforo Total nos pontos de amostragem ETZO1 e ETZO2.

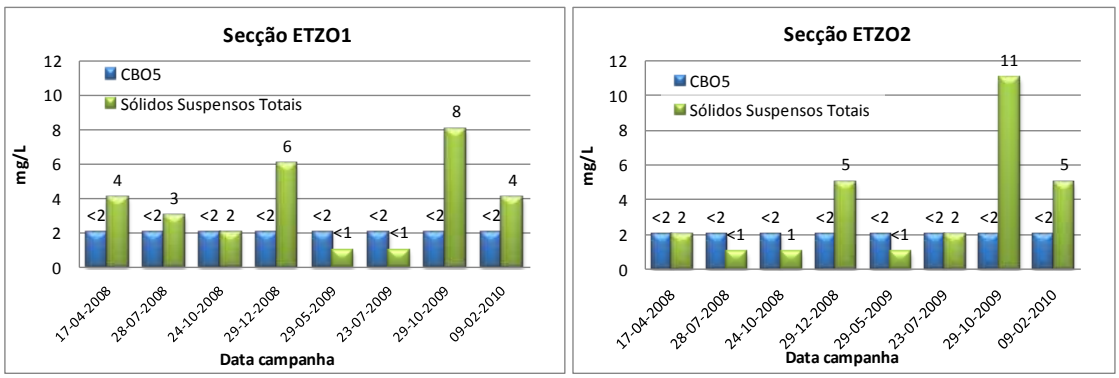


Figura 13– Evolução da concentração da CBO5 e dos SST, nas Secções ETZO1 e ETZO2.

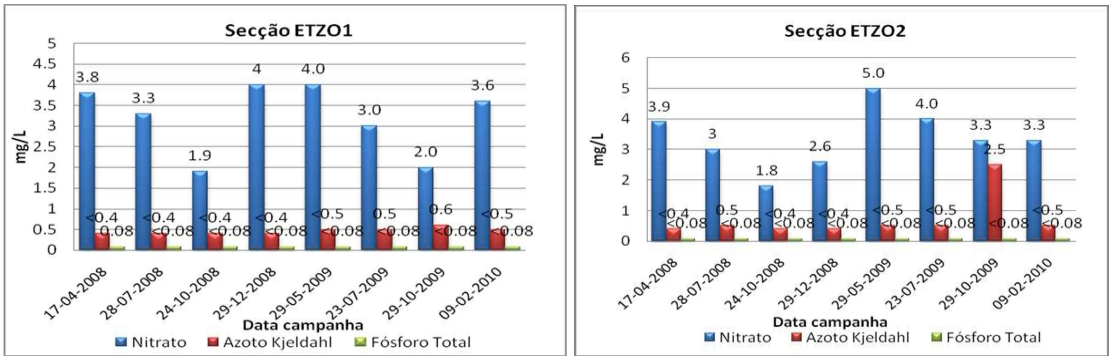


Figura 14 – Evolução da concentração de Nitratos, de Azoto Kjeldahl e de Fósforo Total nas Secções ETZO1 e ETZO2.

No que diz respeito à concentração de metais, nomeadamente Cádmio, Crómio, Cobre, Mercúrio, Chumbo, Níquel e Zinco, verificou-se que apresentaram, em regra, valores inferiores aos limites de detecção do equipamento, tanto nas águas superficiais como nas águas residuais. Os valores registados estão conforme a legislação.

Nos dois primeiros anos de campanhas realizadas para a ribeira Brava, não foram observadas não-conformidades, tendo em conta os valores normativos estipulados no Decreto-Lei n° 236/98 de 1 de Agosto, designadamente no anexo XVI (Qualidade das águas destinadas à rega) e anexo XXI (Objectivos ambientais de qualidade mínima para as águas superficiais), excepto no que diz respeito à concentração de Azoto Kjeldahl na campanha de amostragem de 29 de Outubro de 2009 e à concentração de sulfatos nas duas primeiras campanhas do segundo ano de execução (29 de Maio e 23 de Julho de 2009). Nas campanhas seguintes observou-se um diminuição da concentração deste parâmetro para valores conforme a legislação. No caso das águas residuais, o sulfato apresentou valores muito inferiores aos VLE definido no Anexo XVIII do Decreto-Lei n.º 236/98.

Verificou-se a presença de Ovos Parasitas Intestinais nos pontos de amostragem ETZO2 e ETZO3, na campanha de 29 de Outubro de 2009, o que constituem não-conformidades, de acordo com o anexo XVI no Decreto-Lei n° 236/98 de 1 de Agosto (Qualidade das águas destinadas à rega).

É de salientar, igualmente, a não-conformidade no que se refere ao parâmetro de Bactérias Coliformes Termotolerantes para o ponto de amostragem ETZO3, em ambas as campanhas semestrais. Este parâmetro apenas passou a ser monitorizado a partir do segundo ano de monitorização.

Atendendo, no entanto, à existência de descargas de efluentes de empreendimentos comerciais situados entre o ponto de referência (ETZO1) e o ponto de controlo a jusante (ETZO2), afigura-se que estes resultados carecem de reavaliação, nomeadamente à averiguação da idoneidade dos resultados obtidos através da alteração do ponto de referência.

Relativamente aos restantes parâmetros das águas residuais efluentes da ETAR da ETZO, não foram identificadas não-conformidades, quando comparados com os VLE

constantes no Anexo XVIII do Decreto-Lei n.º 236/98.

4.2 Análise de resultados obtidos na ribeira de Porto Novo

A análise à ribeira do Porto Novo incide sobre as secções ETZL1 e ETZL2. No primeiro ano de monitorização, a ribeira do Porto Novo não apresentou caudal nas campanhas realizadas nos dias 28 de Junho de 2008 e 24 de Outubro de 2008. No segundo ano, a ribeira apenas apresentou caudal na campanha de 9 de Fevereiro de 2010. Na Figura 15 apresenta-se a evolução da concentração da CBO_5, de Azoto Kjeldahl e de Fósforo Total nos pontos de amostragem ETZO1 e ETZO2.

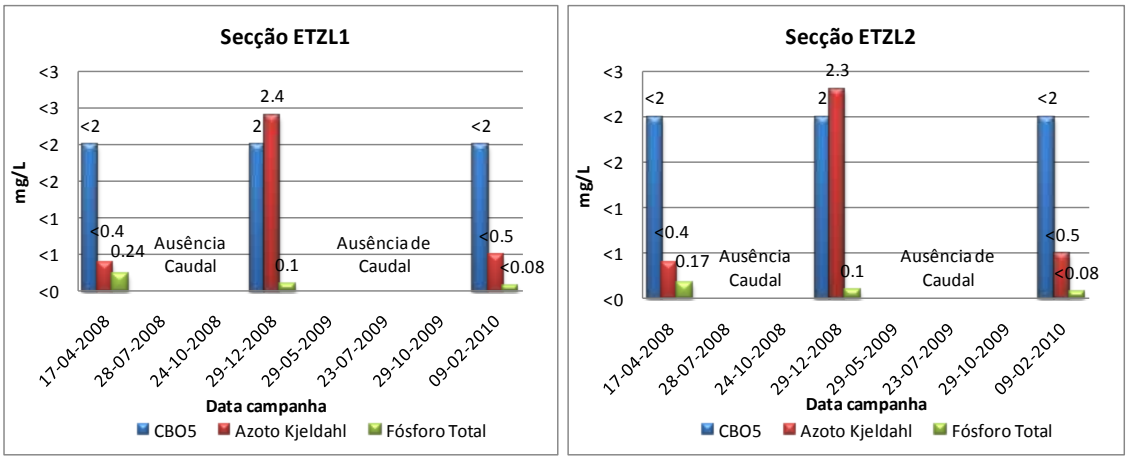


Figura 15– Evolução da concentração da CBO_5, de Azoto Kjeldahl e de Fósforo Total nas Secções ETZL1 e ETZL2.

Relativamente aos parâmetros analisados para a ribeira de Porto Novo, não foram observadas não-conformidades, tendo em atenção os respectivos valores limites constantes no Decreto-Lei n° 236/98 de 1 de Agosto, no Anexo XXI (Objectivos ambientais de qualidade mínima para as águas superficiais). A única excepção diz respeito à concentração do Azoto Kjeldahl, e reporta-se apenas à campanha de amostragem de 29 de Dezembro de 2008.

No caso das águas residuais da ETZL, pode considerar-se que não foram identificadas não-conformidades, no que respeita aos parâmetros analisados, excepto no segundo ano de monitorização, relativamente à concentração de cloretos, a parâmetros organolépticos e a parâmetros microbiológicos.

Na campanha de 29 de Outubro de 2009, o ponto de amostragem ETZL3 registou concentrações elevadas de sólidos suspensos totais, devido ao facto das amostras terem sido recolhidas do interior do decantador secundário da ETAR, não sendo representativas do efluente tratado.

4.3 Análise de resultados na ribeira do Perril e nas águas costeiras

Apresentam-se, neste item, os resultados obtidos nas campanhas de amostragem referentes às águas superficiais da ribeira do Perril, águas residuais do CPRS e águas

costeiras, próximas da instalação.

A Figura 16 diz respeito à evolução da concentração da CBO_5, Cloretos, Sulfatos, no ponto de amostragem CPRS2 (resultados semestrais). O Ponto de amostragem CPRS2 não apresentou caudal na campanha do dia 17 de Abril de 2008.

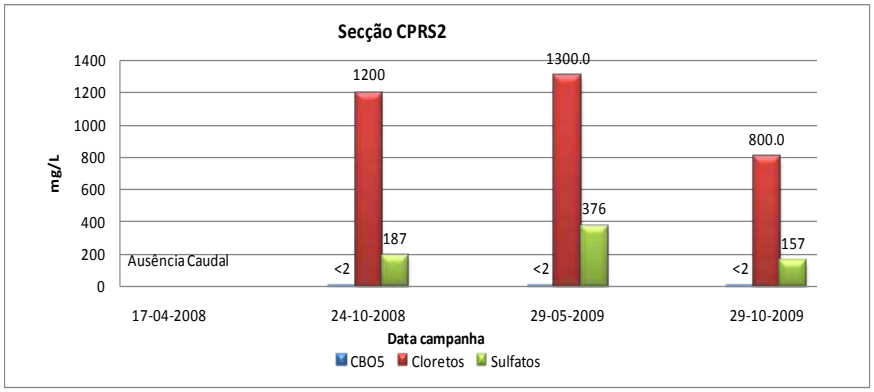


Figura 16 – Evolução da concentração da CBO5, Cloretos, Sulfatos na secção CPRS2.

Da análise dos resultados, verificou-se que os valores obtidos na CPRS2 registaram não-conformidades para o parâmetro Cloretos, quando comparados com o valor constante no anexo XXI do Decreto-Lei n° 236/98 de 1 de Agosto (referente a objectivos ambientais de qualidade mínima para as águas superficiais). É muito provável a contaminação de cloretos, devido à grande proximidade do mar. A Figura 17 respeita a concentrações de hidrocarbonetos e dos parâmetros microbiológicos na Secção CPRS5 (águas costeiras).

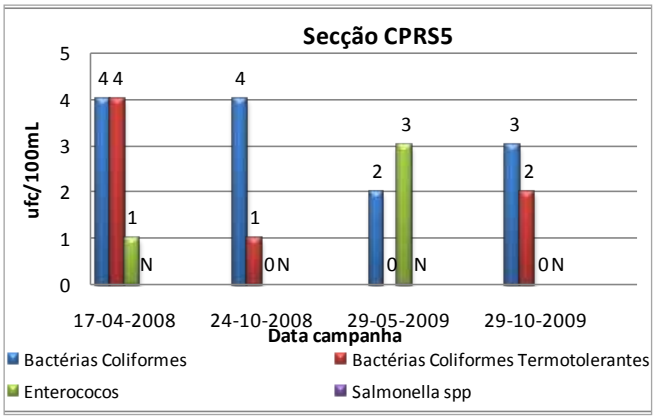


Figura 17 – Evolução dos hidrocarbonetos e dos parâmetros microbiológicos na Secção CPRS5 (águas costeiras).

Nas campanhas realizadas ao longo dos dois anos, não se registaram não-conformidades na secção CPRS5, para os parâmetros hidrocarbonetos, Bactérias Coliformes, Bactérias Coliformes Termotolerantes, Enterococos e Salmonella.

Em ambos os anos, não foi observada a presença de espuma persistente nem de residuos sólidos. A água balnear apresentou sempre aspecto transparente e não se registaram cheiro a fenóis.

No que diz respeito à secção CPRS4, os parâmetros foram analisados,

conservativamente, de acordo com o Anexo XVIII do Decreto-Lei n° 236/98 de 1 de Agosto, apresentando, tendo em conta essa comparação, algumas não-conformidades (nomeadamente, os parâmetros CQO, sulfitos, azoto amoniacal e azoto total). No entanto, considera-se que estas não-conformidades não são especialmente graves, no sentido em que os efluentes amostrados não são descarregados, de facto, no meio ambiente, pois ficam armazenados, para posterior descarga em ETAR . O reservatório de águas lixiviantes (CPRS4) permite armazenar o efluente, que posteriormente é recolhido (ou seja, descarga zero no meio receptor, em terminologia anglo-saxónica, “zero discharge”).

5 CONCLUSÕES

Nesta comunicação apresenta-se os resultados de qualidade das águas superficiais da ribeira Brava (meio hídrico superficial mais próximo da ETZO), da ribeira de Porto Novo (meio hídrico superficial mais próximo da ETZL), da ribeira do Perril (meio hídrico superficial mais próximo do CPRS) e de águas costeiras junto de local de descarga da ribeira do Perril, na ilha do Porto Santo. Inclui-se, também, a análise da qualidade das águas residuais e/ou lixiviantes produzidas nas instalações referidas. As campanhas de amostragem do programa de monitorização foram realizadas entre Abril de 2008 e Fevereiro de 2010.

Numa apreciação global, verifica-se que as águas superficiais da ribeira Brava e da ribeira de Porto Novo não apresentam não-conformidades, no que diz respeito aos parâmetros analisados. As excepções verificaram-se na ribeira Brava nomeadamente à concentração de Azoto Kjeldahl na campanha de amostragem de 29 de Outubro de 2009 e à concentração de sulfatos nas duas primeiras campanhas do segundo ano de monitorização. Na ribeira de Porto Novo, a excepção diz respeito à concentração do Azoto Kjeldahl na campanha de 29 de Dezembro de 2008.

No que diz respeito aos parâmetros microbiológicos, verificou-se a presença de Ovos Parasitas Intestinais nos pontos de amostragem ETZO2, na campanha de 29 de Outubro de 2009, o que constitui uma não-conformidade, de acordo com o anexo XVI no Decreto-Lei n° 236/98 de 1 de Agosto (Qualidade das águas destinadas à rega).

A verificação de conformidades na maioria dos parâmetros analisados já era expectável, dado não terem tido lugar descargas de efluentes da ETZL ou ETZO para essas ribeiras.

No caso das águas residuais da ETZL e da ETZO, pode considerar-se que também não foram identificadas não-conformidades, no que respeita aos parâmetros analisados, excepto no que diz respeito à concentração de cloretos e a parâmetros organolépticos. Os parâmetros microbiológicos também apresentaram algumas não-conformidades, de acordo com o anexo XVI no Decreto-Lei n° 236/98 de 1 de Agosto (Qualidade das águas destinadas à rega), no segundo ano de campanhas.

Na ribeira do Perril, CPRS2, observou-se uma não-conformidade no que diz respeito à concentração de Cloretos. Apesar se terem registado concentrações elevadas de Cloretos na água superficial do ponto CPRS2, julga-se que essa situação resulta do facto deste local se situar a menos de 100 metros da praia do Porto das Salema.

Relativamente às águas costeiras (ponto de amostragem CPRS5) não se verificaram não-conformidades, relativamente aos parâmetros analisados.

SISTEMA MÓVEL SEMI-AUTOMÁTICO DE DETECÇÃO DE ORIFÍCIOS NA IMPERMEABILIZAÇÃO DE ATERROS DE RESÍDUOS

Rui DORES ([1]); Madalena BARROSO ([2]); Maria G. LOPES ([3]); Pedro MATUTINO ([4]); Rogério MOTA ([5]); Francisco SILVA ([6])

Palavras-chave: aterro sanitário, detecção de orifícios, orifícios em geomembranas, sistema de impermeabilização

RESUMO

Os aterros sanitários incluem duas barreiras de impermeabilização designadas, em função das acções desenvolvida, barreira passiva e barreira activa.

A barreira passiva é constituída por uma camada de argila, reforçada superiormente com um geocompósito bentonítico. A barreira activa é constituída por uma geomembrana protegida superiormente por um geotêxtil. A eficácia do sistema de impermeabilização depende, essencialmente, do desempenho da geomembrana, podendo este ser comprometido pela presença de orifícios.

Os orifícios resultam, em geral, de actividades construtivas inadequadas, em particular, da colocação da camada de drenagem sobre a barreira activa.

Neste enquadramento, uma equipa multidisciplinar constituída por elementos do LNEC, ISEL, APA e EGF, encontram-se actualmente a desenvolver um projecto conjunto para o desenvolvimento de um método simultaneamente simples, célere, preciso e pouco oneroso, que permita suprimir as desvantagens dos métodos existentes e possa ser utilizado em aterros com diferentes tipologias de sistemas de impermeabilização.

A metodologia contempla o desenvolvimento de um protótipo, dotado de meios que permitam a aquisição semi-automática de dados e seu processamento em tempo real. A funcionalidade do protótipo será testada, primeiro em duas instalações piloto com diferentes

1 Licenciatura em Eng.ª Ambiente, Ramo Sanitária (2004)
Direcção de Engenharia – Empresa Geral do Fomento, SA
2 Doutoramento em Eng.ª Civil (2005)
Investigadora Auxiliar – Laboratório Nacional de Engenharia Civil
3 Doutoramento em Geotecnia (1992)
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
4 Mestre em Engenharia Electrotécnica e de Computadores no Ramo de Computadores (2002)
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
5 Doutor em Física – Especialização em Geofísica Interna (2007)
Assistente de Investigação - Laboratório Nacional de Engenharia Civil
6 Licenciatura em Geologia Aplicada e do Ambiente
Chefe de Divisão de Resíduos Urbanos - Agência Portuguesa do Ambiente

tipos sistemas de impermeabilização e posteriormente, *in situ*, num aterro sanitário para confinamento técnico de resíduos não perigosos.

1. CONSTITUIÇÃO DO SISTEMA DE IMPERMEABILIZAÇÃO DE UM ATERRO SANITÁRIO

Os aterros de resíduos são obras de engenharia que constituem um destino final adequado para os resíduos, garantindo a integridade do meio ambiente e contribuindo para mitigar riscos de insalubridade das populações.

Em conformidade com o art.º 10 do Decreto-Lei nº183/2009 de 10 de Agosto que transpõe para a ordem jurídica interna a Directiva n.º 1999/31/CE de 26 de Abril do Conselho Europeu relativa à deposição de resíduos em aterro, identificam-se três classes de aterros:

a) Aterro para resíduos inertes;
b) Aterros para resíduos não perigosos;
c) Aterros para resíduos perigosos

Independentemente da classe, todos os aterros devem possuir um sistema de impermeabilização, dimensionado com o objectivo de impedir a infiltração no solo dos efluentes aí gerados.

Em função da classe do aterro o Diploma identifica no seu Anexo I os requisitos mínimos a que o sistema de impermeabilização deve obedecer. Todos os aterros, independentemente da tipologia dos resíduos a confinar devem possuir uma barreira passiva, constituída por uma formação geológica de baixa permeabilidade e espessura adequada. No Quadro 1 identificam-se as características da barreira passiva para todas as classes de aterro:

Quadro 1. Especificações técnicas da barreira passiva, por classe de aterro

Classe de aterro	Aterro para resíduos inertes	Aterro para resíduos não perigosos	Aterro para resíduos perigosos
Coeficiente de permeabilidade, k (m/s)	$\leq 1{,}0 \times 10^{-7}$	$\leq 1{,}0 \times 10^{-9}$	$\leq 1{,}0 \times 10^{-9}$
Espessura (m)	≥ 1,0	≥ 1,0	≥ 5,0

Complementarmente, para além do sistema de protecção ambiental passivo, todas as classes de aterros, com excepção da classe de aterros para resíduos inertes devem possuir um sistema ambiental activo, constituído por uma geomembrana em polietileno de alta densidade (PEAD), ou dispositivo equivalente.

No caso particular de aterros para resíduos não perigosos, na fase de selecção de locais para a sua implementação, nem sempre se identificam locais onde a barreira geológica possua as características identificadas no Quadro 1.

Neste enquadramento, em conformidade com o Diploma, caso a barreira geológica não ofereça naturalmente as condições descritas no ponto anterior, deve ser complementada e reforçada artificialmente por outros meios ou materiais que assegurem uma protecção equivalente.

Tipicamente, o reforço da barreira geológica é conseguido com a aplicação de um geocompósito bentonítico com um coeficiente de permeabilidade (k) na gama $k \leq 10^{-11}$ m/s.

Sobre a barreira geológica aplica-se uma geomembrana de PEAD com um mínimo de 2,0 mm de espessura, em conformidade com o Diploma, que constitui a barreira activa, protegida superiormente com um geotêxtil não tecido dimensionado para suportar o punçoamento.

Na zona basal é ainda aplicada uma camada mineral com uma espessura mínima de 0,50 metros, isenta de material calcário, com a função de drenagem dos efluentes gerados no aterro sanitário.

Na figura 1 apresenta-se a estratigrafia dos materiais que constituem o sistema de impermeabilização basal de um aterro sanitário para resíduos não perigosos. Identifica-se igualmente a camada drenante aplicada sobre o sistema.

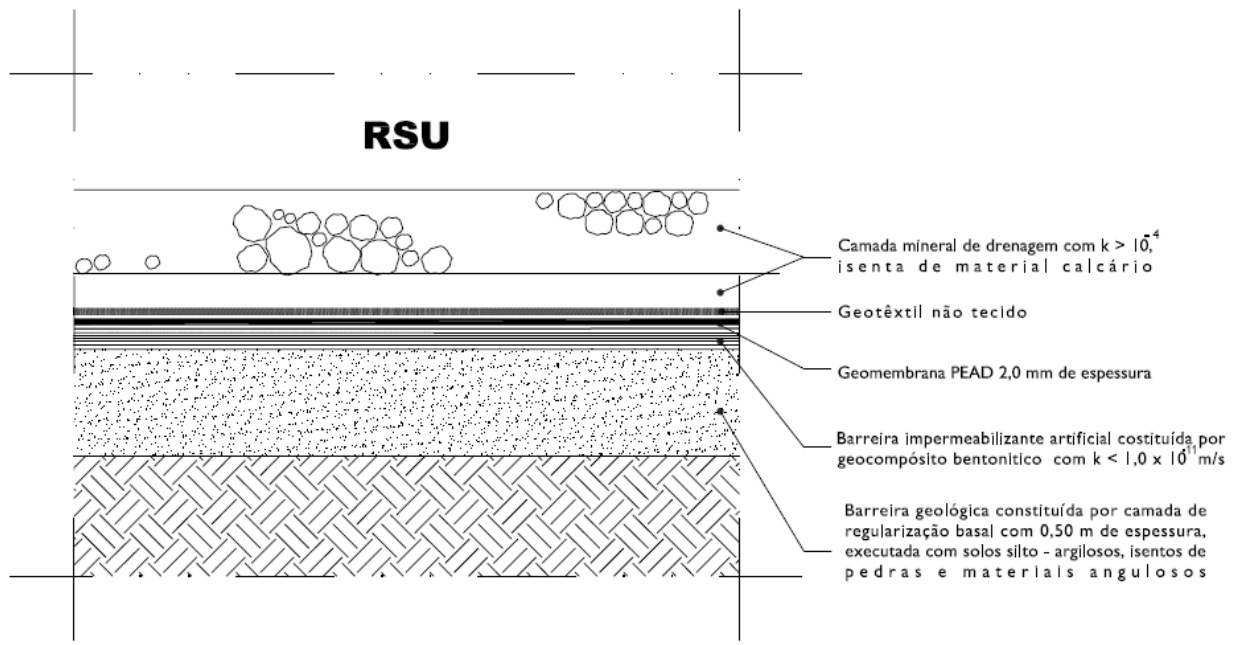


Figura 1. Estratigrafia dos materiais do sistema de impermeabilização. Zona basal

2. REVISÃO DA LITERATURA

A eficácia do sistema de impermeabilização depende, sobretudo, do desempenho da geomembrana, podendo este ser comprometido pela presença de orifícios. Estes, porém, parecem de difícil controlo, tal como pode concluir-se dos estudos realizados, entre outros, por Nosko & Touze Foltz (2000), Peggs (1993), Peggs & Wallance (2008), ou Rollin et al. (2002, 2004).

Os orifícios resultam, em geral, de actividades construtivas inadequadas, em particular, da colocação da camada mineral de drenagem sobre as barreiras do sistema de impermeabilização (Colucci & Lavagnolo 1995; Barroso et al. 2007).

Efectivamente, segundo o estudo relatado por Nosko & Touze-Foltz (2000), com base em dados recolhidas em mais de 300 obras, 71 % dos orifícios são causados pelos materiais da camada de drenagem. Este estudo refere, ainda, que o número de orifícios é da ordem dos 12,9 orifícios/ha, enquanto Rollin et al. (2002) indica valores de 17,4 orifícios/ha, em aterros com elevadas exigências construtivas.

Embora existam já métodos para detecção de orifícios em geomembranas, tais como o método da sonda móvel ou o sistema de sensores permanente, estes apresentam várias desvantagens, das quais se destacam a morosidade e os elevados custos. De referir, também, que foram métodos desenvolvidos, sobretudo, para casos em que a geomembrana é aplicada directamente sobre a camada de argila compactada que constitui a barreira passiva, o que não constitui as opções de projecto de aterros de confinamento técnico em Portugal, nem o preconizado para os aterros de resíduos perigosos, os quais incorporam, geralmente, um sistema de impermeabilização constituído pela aplicação de duas geomembranas.

Refira-se que em aterros de resíduos com sistema de impermeabilização constituído pela aplicação de duas geomembranas, tem sido medido o fluxo de efluente que atravessa o sistema de impermeabilização devido a orifícios na geomembrana. Os valores apresentados na literatura variam, consoante a implementação de Planos de Garantia de Qualidade de Construção (PGQC), a fase de operação do aterro e o tipo de sistema de impermeabilização adoptado.

A título de exemplo, segundo um estudo realizado por Bonaparte & Gross (1993), em aterros de resíduos com PGQC implementados, foram medidos fluxos até 0,20 m^3/ha/dia, enquanto onde esses Planos não foram implementados o fluxo aumenta para valores superiores a 1,0 m^3/ha/dia. Já Majdi et al. (2002), no âmbito de um estudo realizado pela *United States Environmental Protection Agency* (USEPA), refere valores até 0,37 m^3/ha/dia durante a fase de operação, em aterros com várias tipologias sistemas de impermeabilização.

3. PLANEAMENTO DO PROJECTO

O projecto Sistema móvel semi-automático de detecção de orifícios na impermeabilização de aterros de resíduos (referência PTDC/AAC-AMB/102846/2008) foi proposto ao Concurso de Projectos de I&D promovido pela Fundação para a Ciência e Tecnologia em Fevereiro de 2009, tendo sido homologado em Novembro de 2009.

O projecto, coordenado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), contempla uma abordagem sequencial, abrangendo um período de três anos, preconizando a construção de duas instalações piloto, a realização de ensaios *"in situ"* num aterro para resíduos não perigosos e culminando com a publicação de um livro sobre o trabalho desenvolvido.

O objectivo do projecto é o desenvolvimento e construção de um equipamento para detectar e localizar orifícios nas geomembranas do sistema de impermeabilização.

O equipamento irá consistir num protótipo, constituído por uma barra ou sistema equivalente, onde são instalados vários eléctrodos, a fim de medir o potencial geoeléctrico, induzido pela corrente eléctrica, injectada no solo entre dois eléctrodos instalados em pontos distintos.

O equipamento efectuará um percurso longitudinal ao longo da superfície basal da zona de confinamento técnico de resíduos, rastreando toda a superfície basal e promovendo a medição do potencial de eléctrico entre os pares de eléctrodos (dipolo) ao longo de vários perfis paralelos do percurso realizado.

Os dados serão armazenados e apresentados sob a forma de linhas de igual probabilidade de ocorrência.

Simultaneamente, as coordenadas dos pares de eléctrodos serão igualmente armazenadas na base de dados em construção. O equipamento elabora assim um mapa da zona de confinamento impermeabilizada identificando, face à diferencia de potencial eléctrico registada entre dois pontos de medição a ocorrência de uma perfuração no sistema de impermeabilização.

Na figura 2 identificam-se as tarefas preconizadas em projecto, bem como a sua duração e período temporal de execução.

Tarefa	Denominação	Ano 1												Ano 2												Ano 3											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
1	Instalação piloto no ISEL	■	■	■	■	■	■																														
2	Desenvolvimento do protótipo		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■																							
3	Desenvolvimento da *interface*		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■																							
4	Instalação piloto no LNEC							■	■	■	■	■	■	■																							
5	Desenvolvimento do *software* de interpretação de dados													■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
6	Ensaios *"in situ"* em aterro sanitário																					■	■	■	■	■											
7	Publicação de livro																															■	■	■	■	■	■

Figura 2. Cronograma temporal do projecto

3.1 Descrição das tarefas do projecto

A adequação e a eficácia do protótipo serão avaliadas em duas instalações piloto – em laboratório e no campus experimental do LNEC e finalmente *"in situ"* num aterro sanitário a disponibilizar pela Empresa Geral do Fomento (EGF).

A primeira tarefa será a execução da primeira instalação piloto no laboratório no Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL), em Lisboa. O objectivo desta instalação é estudar a capacidade do protótipo para detectar orifícios de diferentes dimensões e formas, bem como avaliar o efeito do grau de saturação dos materiais localizados sob e sobre a geomembrana.

A instalação consistirá numa caixa quadrada com dimensões aproximadas [2,0 x 2,0 x 0,75 metros], preenchida com as diferentes camadas de materiais que integram o sistema de impermeabilização de um aterro sanitário. A geomembrana introduzida no sistema de impermeabilização da instalação possuirá orifícios em locais previamente definidos. O equipamento fará o rastreamento da superfície de forma a identificar os orifícios. O protótipo a utilizar nesta fase não será móvel nem possuirá um sistema automático de recolha e armazenamento de dados dado que as aplicações ainda estarão a ser desenvolvidas.

A primeira tarefa é coordenada pelo ISEL e compreende as actividades de concepção da instalação, execução dos ensaios e discussão dos resultados obtidos. A versão preliminar do protótipo será desenvolvida pelo LNEC que participará igualmente na realização dos ensaios e discussão dos resultados obtidos.

A segunda tarefa – *desenvolvimento do protótipo* – consistirá no desenvolvimento de um protótipo móvel e semi-automático. O protótipo compreende uma estrutura móvel dotada de rodados em alumínio ou outro material leve. Preconiza-se que possua uma barra onde serão instalados eléctrodos com um espaçamento de 0,50 metros ou inferior. O protótipo contém igualmente o sistema de aquisição de dados – *datalogge*r e DGPS (*Differential global positioning system*). A interface que permite a ligação de todos os equipamentos mencionados será desenvolvida na terceira tarefa do projecto – *desenvolvimento da interface* – que decorre em simultâneo.

A segunda e terceira tarefas serão coordenadas pelo LNEC e pelo ISEL e culminarão na construção do equipamento que será utilizado na instalação piloto a construir no campus experimental do LNEC.

A quarta tarefa será assim a execução da segunda instalação piloto no campus experimental do LNEC, em Lisboa e incluirá três células, projectadas e construídas à semelhança das zonas de confinamento de um aterro sanitário, com as dimensões aproximadas de [15,0 x 15,0 x 2,0] metros.

Cada célula possuirá um sistema de impermeabilização distinto, como se identifica nas figuras seguinte. As geomembranas aplicadas possuirão sempre orifícios com formato pré-definido em locais pré-definidos.

- **Célula 1**

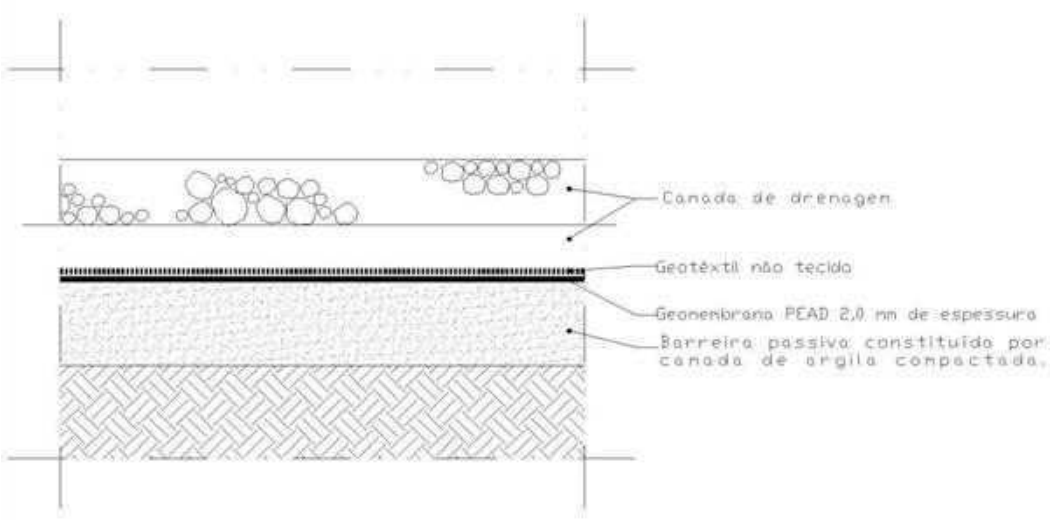


Figura 3. Estratigrafia dos materiais que constituem o sistema de impermeabilização da célula 1

A célula 1 possui como objectivo efectuar uma comparação dos resultados obtidos entre um sistema de impermeabilização sem geocompósito bentonítico e os sistemas de impermeabilização com geocompósito bentonítico.

- **Célula 2**

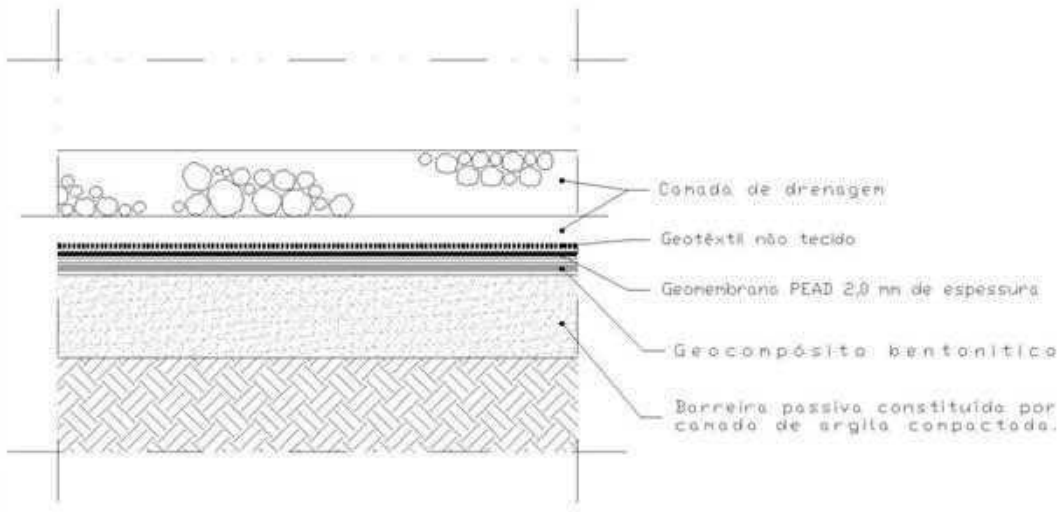


Figura 4. Estratigrafia dos materiais que constituem o sistema de impermeabilização da célula 2

O sistema de impermeabilização da célula 2 será equivalente ao projectado para as células de confinamento técnico de resíduos não perigosos.

- **Célula 3**

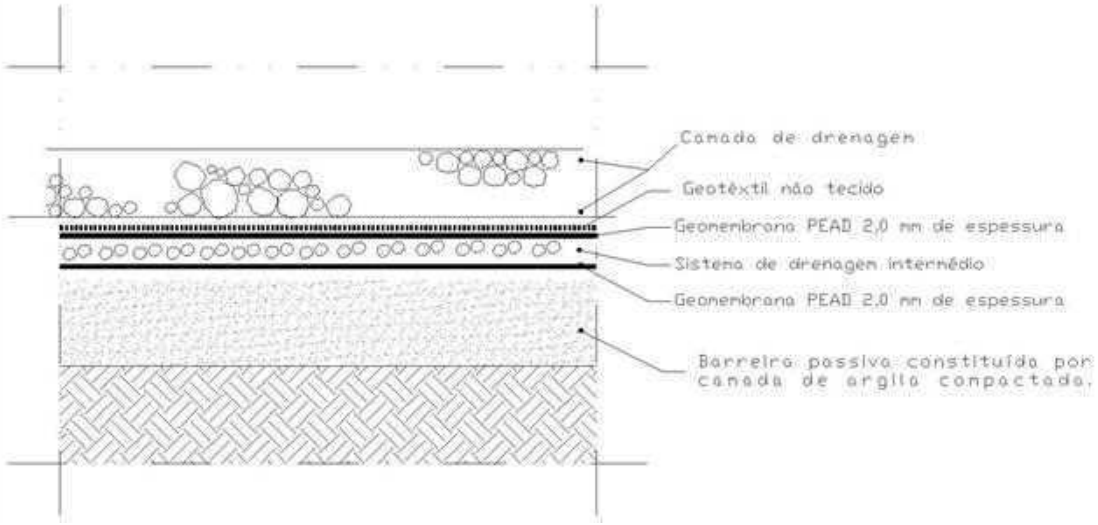


Figura 5. Estratigrafia dos materiais que constituem o sistema de impermeabilização da célula 3

O sistema de impermeabilização da célula 3 será equivalente ao projectado para as células de confinamento técnico de resíduos perigosos.

O objectivo do sistema de impermeabilização das células 2 e 3 será a avaliação da eficiência e eficácia do protótipo, nomeadamente nas vertentes dimensão e forma do orifício, tipo de sistema de impermeabilização associado, celeridade e precisão.

Na figura 6 identifica-se o espaço reservado nas instalações do LNEC para a execução da instalação piloto.

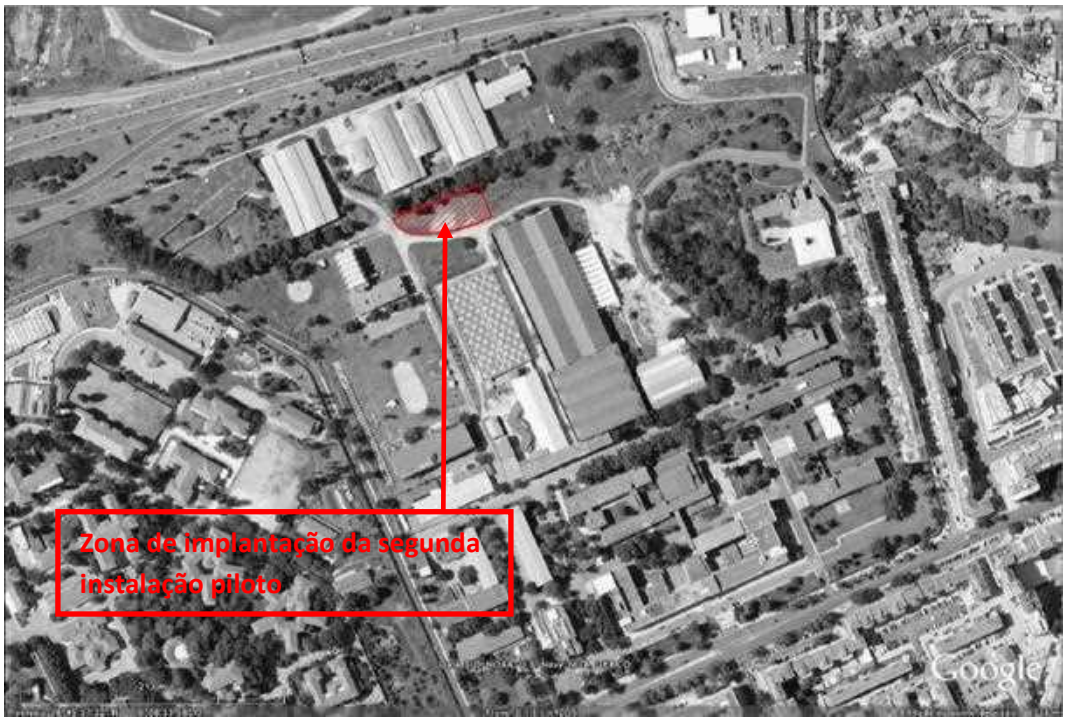


Figura 6. Localização da zona de execução da segunda instalação piloto

O LNEC coordena esta fase do projecto, acompanha a construção das células e realiza os ensaios de caracterização dos materiais aplicados no sistema de impermeabilização. O LNEC e o ISEL executam os ensaios com o equipamento concebido nas tarefas anteriores. A EGF projecta a instalação piloto e efectua o dimensionamento dos sistemas de drenagem. Todos os membros do projecto participam na discussão dos resultados obtidos.

Após a avaliação da fiabilidade do método proposto, será desenvolvido o *software* para avaliação e visualização dos dados obtidos, sob a coordenação do LNEC e do ISEL.

A sexta tarefa compreende a realização de ensaios *"in situ"* num aterro de resíduos não perigosos gerido por uma empresa participada da EGF. A EGF coordenará esta fase do projecto, planeando e supervisionando a realização dos ensaios pelo LNEC, ISEL e Agência Portuguesa do Ambiente (APA). Todos os membros do projecto participam na discussão dos resultados obtidos.

A sétima tarefa será a publicação de um livro técnico sobre o trabalho desenvolvido. Todos os membros do projecto participam nesta tarefa que será coordenada pela APA.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A entrada em vigor do Plano de Estabilidade e Crescimento (PEC) introduziu alguns atrasos no cumprimento do plano do projecto.

A primeira instalação piloto foi já executada no ISEL, perspectivando-se para breve os primeiros resultados. No final do mês de Agosto de 2010 prevê-se que o projecto das três

células a executar no LNEC esteja finalizado, permitindo a sua execução até ao primeiro trimestre de 2011.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) o financiamento concedido no âmbito do Projecto PTDC/AAC-AMB/102846/2008.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS

Bonaparte, R. & Gross, B.A. (1993). LDCRS Flows from Double-Lined Landfills and Surface Impoundments. United States Environmental Protection Agency Report EPA/600/SR-93/070, Cincinnati, OH, USA, 65 p.

Barroso, Madalena C.P., Touze-Foltz, N. & Lopes, M.G.D.A . (2007). Rate of liquid flow through composite liners due to defects in the geomembrane: recent advances. 2º Seminário Português sobre Geossintéticos, LNEC, Lisboa, Portugal, pp.239-259

Colucci, P. & Lavagnolo, M. C. (1995). Three Years Field Experience in Electrical Control of Synthetic Landfill Liners. Proceedings of Fifth International Landfill Symposium: Sardinia '95, Vol. 2, Cagliari, Sardinia, Italy, pp. 437-452

Majdi, A.O., Gross, B.A., Bonaparte, R. & Warren, D. (2002). Evaluation of Liquids Management Data for Double-Lined Landfills, Appendix E of United States EnvironmentalProtection Agency Report EPA/600/R-02/099, Cincinnati, OH, USA, 206 p

Nosko, V. & Touze-Foltz, N. (2000). Geomembrane Liner Failure: Modelling of its influence on contaminant transfer. Proceedings of EuroGeo 2, Vol. , Bologna, Italy, pp. 557-560

Peggs, I.D. (1996). Defect Identification, Leak Location, and Leak Monitoring in Geomembrane. Proceedings of Geosynthetics: Applications, Design and Construction, Balkema, Rotterdam, Nederland, pp. 611-618

Peggs, I.D. & Wallance, R.B. (2008). Challenges and lessons learned during geoelectric leak location surveys on a complex triple lining system. Proceedings of the 1st Pan American Geosynthetics Conference, Cancun, Mexico, pp. 705-711

Rollin, A.L., Jacquelin, T., Forgot, B. & Saunier, P. (2004). A guide to detect leaks on installed geomembranes. Proceedings of EuroGeo 3, Vol. 1, Munich, Germany, pp. 235-240

Rollin, A.L., Marcotte, M. & Chaput, L. (2002). Lessons Learned from Geo-electrical LeaksSurveys. Proceedings of Seventh International Conference on Geosynthetics, Vol. 2, Nice, France, pp. 527-530

SISTEMAS DE INFORMAÇÃO GEOGRÁFICA: UMA CONTRIBUIÇÃO PARA A GESTÃO DE SISTEMAS DE DESTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

ANTÓNIO F. MONTEIRO ([1]); JOSÉ ALFEU SÁ MARQUES ([2])

RESUMO

Nos sistemas de distribuição de água, os consumos são variáveis ao longo do tempo. Neste trabalho apresenta-se uma aplicação informática construída sobre a plataforma AutoCadMap da Autodesk, com ligação a um motor de cálculo hidráulico, proveniente do software H-NetCAD, que permite o cálculo hidráulico da respectiva rede de distribuição de água (regime permanente), possibilitando também executar a simulação dinâmica em regime quasi-permanente, caracterizando assim o comportamento da rede ao longo de um determinado período de tempo, em condições de abastecimento quasi-permanente.

A aplicação foi estruturada em sete módulos: Reservatório, Nó, Conduta, Acessório, Cálculo, H-NetCAD_Import e Relatório. Possibilita aceder a funções de desenho de reservatórios, nós, condutas e acessórios e em simultâneo a colocação da respectiva informação alfanumérica numa base de dados. Permite ainda criar relatórios através da exportação de dados em formato .xls e a importação de ficheiros .hrd do H-NetCAD, que contêm definições geométricas e descritivas de uma determinada rede.

A aplicação tem como particularidades o facto de disponibilizar um conjunto de ferramentas para criar, editar, realizar cálculo hidráulico e visualizar os dados de uma determinada rede, mantendo a base de dados actualizada após cada simulação. Funcionando integralmente em ambiente SIG, tirando partido das funcionalidades emergentes destes sistemas.

Palavras-chave: SIG, SISTEMAS DE BASES DE DADOS, SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA, CAD

([1]) Mestre, assistente 2º triénio, Instituto Politécnico da Guarda – ESTG, Av. Dr. Francisco Sá Carneiro 6301-559 Guarda Portugal, amonteiro@ipg.pt

([2]) PhD, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Pólo II - Pinhal de Marrocos 3030 - 290 Coimbra, jasm@dec.uc.pt

INTRODUÇÃO

Nos sistemas de distribuição de água, os consumos são variáveis ao longo do tempo. Os caudais que circulam nas condutas apresentam variações e consequentemente flutuações de pressão ao longo da rede. Neste trabalho apresenta-se uma aplicação informática desenvolvida sobre a plataforma AutoCadMap com utilização do motor de cálculo do modelo H-NetCAD. Esta aplicação permite efectuar o cálculo hidráulico em regime permanente e a simulação dinâmica em regime quasi-permanente.

O estudo dos sistemas de distribuição de água em regime permanente equivale a tirar uma "fotografia" ao seu funcionamento, ou seja, o sistema é caracterizado num dado instante. Para a caracterização do sistema ao longo de um determinado período de tempo recorre-se á simulação dinâmica. Com este tipo de modelos é possível criar um filme que retrata a resposta do sistema a diferentes acções. Estes modelos podem ser classificados, Figura1, em modelos inerciais e modelos não inerciais. Os modelos inerciais têm em conta a inércia do movimento do fluido através dos elementos do sistema. Consoante se considere ou não os efeitos elásticos quer do fluido quer dos componentes do sistema temos o modelo inércial elástico e o modelo inércial rígido respectivamente. O modelo não inércial não é um verdadeiro modelo de simulação dinâmico, mas sim um modelo em regime quasi-permanente no qual são efectuados um conjunto de equilíbrios hidráulicos com condições de fronteira a variarem no tempo, sendo essas condições de fronteira os níveis dos reservatórios, os consumos dos nós de junção e/ou acessórios em que se especifica o seu estado.

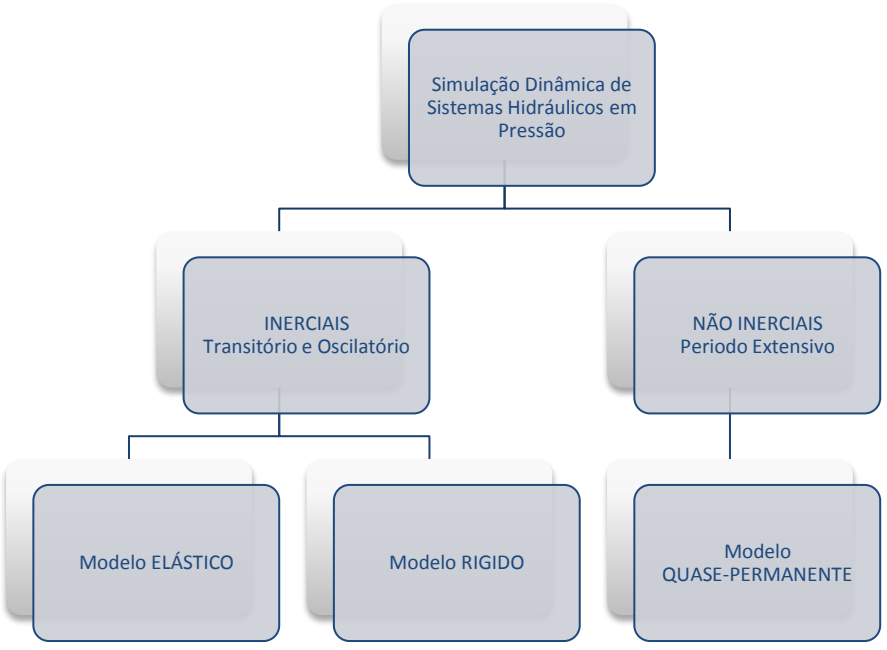


Figura 1 Modelos de simulação dinâmica de sistemas sob pressão

Quando as condições de fronteira variam lentamente com o tempo, é possível analisar as condições de funcionamento hidráulico do sistema através da obtenção de uma sequência de soluções de equilíbrios hidráulicos para vários instantes ao longo de um certo tempo

(período de simulação), ligadas entre si por um esquema de integração no tempo para efeitos de balanço de massa. Este esquema de integração é estabelecido com base nas leis de variação do volume de água armazenado/altura de água nos reservatórios e nos diagramas dos consumos nos nós (diagramas de carga). As duas técnicas habitualmente utilizadas para a integração do volume de massa no reservatório são a técnica explícita e a implícita.

A técnica explícita, utilizada neste trabalho, resulta da aplicação do método de Euler, ou seja, conhecidas as cotas da superfície livre no instante t, a estimativa dos respectivos níveis no instante (t + ∆t) é obtida da expressão (1):

$$HP - H = -\frac{Q}{ARE}.\Delta t \quad (1)$$

em que:

H – cota piezométrica
HP – cota piezométrica no instante t + ∆t
Q – caudal
ARE – secção transversal do reservatório

Um procedimento alternativo, mais preciso, consiste em utilizar um esquema de previsão-correcção, expresso pela equação (2):

$$HP = H - \frac{QP+Q}{2\ ARE}.\Delta t = 0 \quad (2)$$

A aplicação desta técnica conduz à equação (3):

$$HP_1 = H_1 - \frac{QP_1+Q_1}{2\ ARE_{R1}}.\Delta t \quad (3)$$

Que é uma expressão implícita, pois não se conhece à priori o caudal no instante subsequente, QP. De facto, este caudal é função das cotas dos níveis de água nos reservatórios do sistema no instante (t + ∆t), cotas essas que também são desconhecidas.

Na Figura 2 apresenta-se um fluxograma para o modelo quasi-permanente, utilizando uma técnica de integração com previsão/correcção.

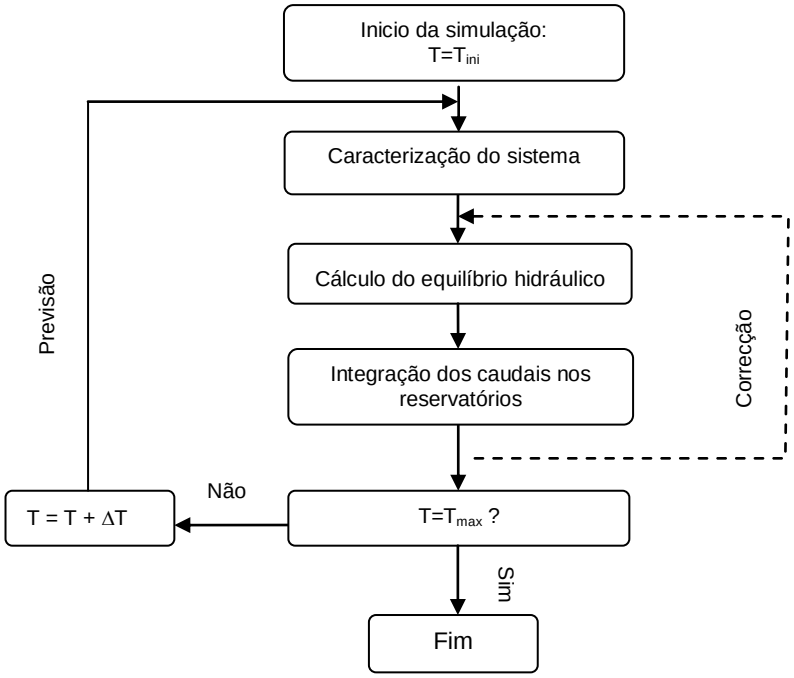


Figura 2 Fluxograma de um modelo do tipo quasi-permanente, "Sá Marques e Sousa (2008)

ESTRUTURA DA APLICAÇÃO

A aplicação que vai ser apresentada resulta da evolução de uma versão anterior, "Monteiro e Sá Marques (2009)", salientando-se no presente trabalho os aspectos que sofreram alteração. A aplicação foi criada e desenhada segundo uma sequência hierárquica, Figura 3, possibilitando aceder a funções de desenho: desenho de reservatórios, nós, condutas, acessórios e a colocação da respectiva informação alfanumérica, numa base de dados. A ligação a um motor de cálculo, proveniente do modelo H-NetCAD permite, após a criação de um ficheiro de dados (Rede.in), o cálculo hidráulico da respectiva Rede de Distribuição de Água, seguindo-se a leitura do ficheiro de resultados (Rede.out), proveniente do cálculo com carregamento desta informação na base de dados. Permite ainda a importação de ficheiros hrd do modelo H-NetCAD e a exporta[Fim]ão para o Microsoft Excel. De referir que toda a informação descritiva é g[illegible]e de dados interna do AutoCadMap (Object Data), cuja estrutura será descrita neste trabalho. Relativamente ao cálculo hidráulico, a aplicação permite ainda efectuar a simulação dinâmica em regime quasi-permanente, com previsão de níveis nos reservatórios.

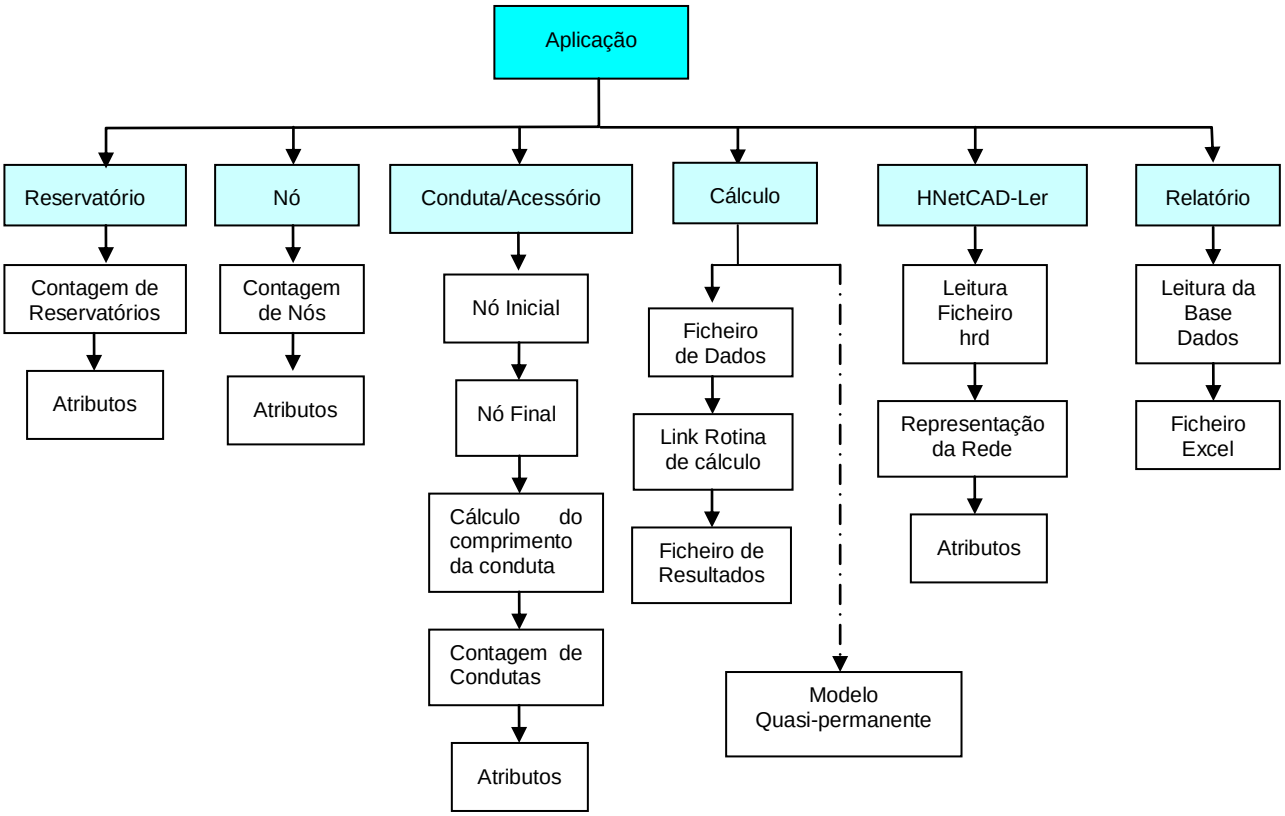


Figura 3 Estrutura da aplicação

RESERVATÓRIOS E NÓS

Graficamente o reservatório é um elemento predefinido (bloco), cuja informação gráfica é complementada com informação descritiva, através de atributos, os quais tomam valores particulares para cada elemento gráfico correspondente, guardando assim a informação, mais tarde necessária para o cálculo hidráulico e análises geográficas. Cada elemento inserido no desenho é uma instância do bloco, respectivamente “Reservatório” ou “Nó”.

Ao nível da informação alfanumérica e no tocante aos reservatórios foram criadas duas tabelas sendo elas: “Reservatórios” e “Reservatóros_Act”. Relativamente aos Nós foram criadas as tabelas “Nós” e “Nós_Act”. Os Quadros 1, 2, 3 e 4, indicam a estrutura das tabelas criadas para os referidos objectos. As tabelas cujos nomes terminam em “_Act” são tabelas que contêm os resultados do cálculo hidráulico. Para se efectuar a simulação foi necessário adicionar dois atributos à tabela Reservatórios, sendo eles: NívelMax e NívelMin.

Quadro 1 – Tabela Reservatórios

Atributo	Tipo de Informação (Domínio)	Descrição
ID_Reserv	Inteiro	Identificação do Reservatório
Tipo_Nó	Inteiro	Identificação do tipo de Nó(1)
CaudalConc	Real	Caudal Concentrado
CotaSupAg	Real	Cota da Superfície da Agua no reservatório
CotaTopg	Real	Cota Topográfica do Reservatório
NivelMax	Real	Cota do nível máximo da Agua no reservatório
NivelMin	Real	Cota do nível minimo da Agua no reservatório

Quadro 2 - Tabela Nós

Atributo	Tipo de Informação (Domínio)	Descrição
ID_Nó	Inteiro	Identificação do Nó
Tipo_Nó	Inteiro	Identificação do tipo de nó(2)
CaudalConc	Real	Caudal Concentrado
CotaSupAg	Real	Cota da superfície da água no Nó
CotaTopg	Real	Cota topográfica do Nó

Quadro 3 - Tabela Nós_Act

Atributo	Tipo de Informação (Domínio)	Descrição
Csaid	Real	Caudal de Saída
Cpiez	Real	Cota Piezométrica
ID_Nó	Inteiro	Identificação do Nó

Quadro 4 - Tabela Reservatórios_Act

Atributo	Tipo de Informação (Domínio)	Descrição
Csaid	Real	Caudal de Saída
Cpiez	Real	Cota Piezométrica
ID_Reserv	Inteiro	Identificação do reservatório

CONDUTAS E ACESSÓRIOS

A conduta é um elemento gráfico do tipo polilinha, iniciando-se o seu desenho através da captação de um nó (nó inicial), seguindo-se a criação de uma série de vértices e termina quando se capta novamente outro nó (nó final). O acessório tem uma representação gráfica semelhante à conduta, sendo representado pelo mesmo tipo de elemento, a polilinha.

A informação descritiva destes dois elementos está contida nas tabelas, Condutas e Condutas_Act, que contêm atributos, para os quais se indicam os valores particulares para cada entidade criada. Os Quadros 5 e 6 indicam a estrutura das tabelas criadas para a conduta e acessório. De referir que relativamente a estes elementos hidráulicos não foi efectuada qualquer alteração.

Quadro 5 - Condutas

Atributos	Tipo de informação (domínio)	Descrição
ID_Conduta	Inteiro	Numero Identificativo da Conduta
NóMontante(*)	Inteiro	Numero Identificativo do nó a montante
NóJusante(*)	Inteiro	Numero Identificativo do nó a jusante
Diâmetro	Real	Diâmetro interno
Comprimento(**)	Real	Comprimento da conduta
Caudal de Percurso	Real	Caudal de Percurso
Rugosidade	Real	Rugosidade
Valvula-Bomba	Real	Troço com Válvula ou Bomba
ValvCoefPcarg	Real	Coeficiente de perda de carga referente à válvula
ValvCoefPMJ	Real	Coeficiente de pressão máxima a jusante referente á válvula
ValvEstado	Caracter	Estado da válvula: aberta ou fechada
BombaA	Real	Coeficiente da bomba
BombaB	Real	Coeficiente da bomba
BombaC	Real	Coeficiente da bomba

Quadro 6 - Condutas_Act

Atributos	Tipo de informação (domínio)	Descrição
NóMontante(*)	Inteiro	Numero Identificativo do nó a montante
NóJusante(*)	Inteiro	Numero Identificativo do nó a jusante
CaudMont	Real	Caudal a Montante
CaudJus	Real	Caudal a Jusante
VelMont	Real	Velocidade a Montante
VelJus	Real	Velocidade a Jusante
CpiezMont	Real	Cota Piezométrica a Montante
CpiezJus	Real	Cota Piezométrica a Jusante
Pmont	Real	Pressão a Montante
Pjus	Real	Pressão a Jusante
PerCarg	Real	Perda de Carga no Troço
Cperc	Real	Caudal de Percurso
Comprimento(**)	Real	Comprimento da conduta
ID_Conduta	Inteiro	Numero Identificativo do Troço
TempoPercurso	Real	Tempo de Percurso ao Longo do Troço
BombaEst	Inteiro	Bomba Activa (1), Inactiva(2)
AltElev	Real	Altura de Elevação da Bomba
VRPModo	Inteiro	Passiva(2), Activa(1), Fechada(0)
ValvPerdaCLocal	Real	Perda de Carga Localizada, Válvula
ValvRetEst	Inteiro	Aberta(1), Fechada(0)

(*) → Informação capturada no momento em que é detectado o respectivo Nó; (**) → Calculado através de rotina construída.

O fluxograma da Figura 4 esquematiza os vários passos a percorrer para a criação de uma conduta ou de um acessório. Há alguns passos de decisão, nomeadamente na iniciação da conduta, onde é necessária a detecção de um nó ou reservatório (nó inicial) e na sua conclusão que terá que ser obrigatoriamente um nó ou reservatório (nó final).

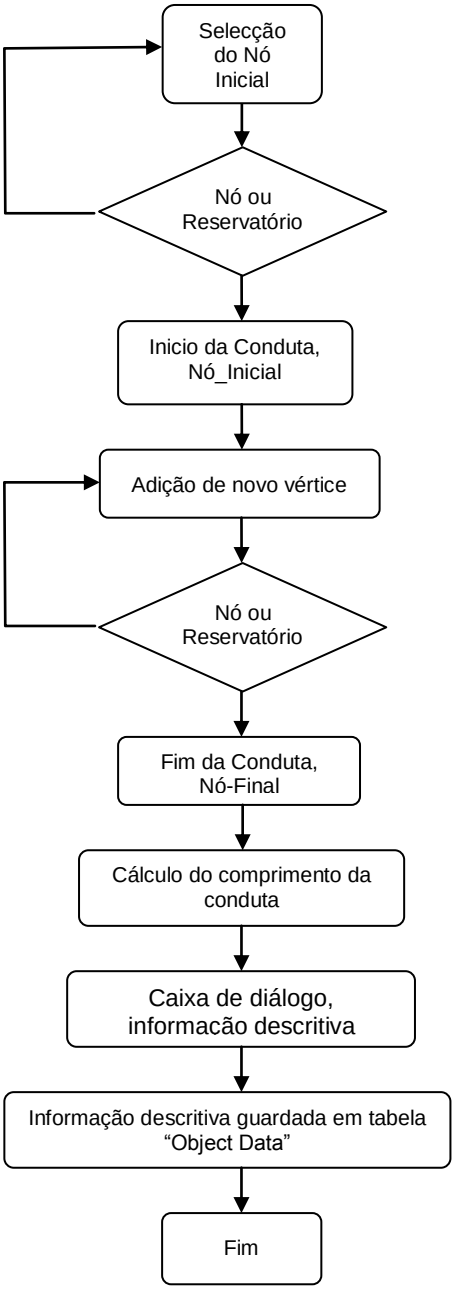


Figura 4 Fluxograma, desenho da conduta ou acessório

Após a inserção do nó inicial, dá-se inicio ao desenho da conduta com a inserção do número de vértices necessários à sua representação gráfica, se ao longo do desenho da conduta um dos vértices coincidir com um Nó ou Reservatório é concluído o seu desenho. Com base nas coordenadas de cada vértice é calculado o comprimento, em planta, de cada troço recto

da conduta, obtendo-se o comprimento total da mesma, como sendo, o somatório dos comprimentos parciais.

RESULTADOS OBTIDOS

Activando a aplicação, surge uma caixa de diálogo, Figura 5, onde é possível activar uma série de funções, seleccionando os respectivos botões.



Figura 5 Inicio da aplicação

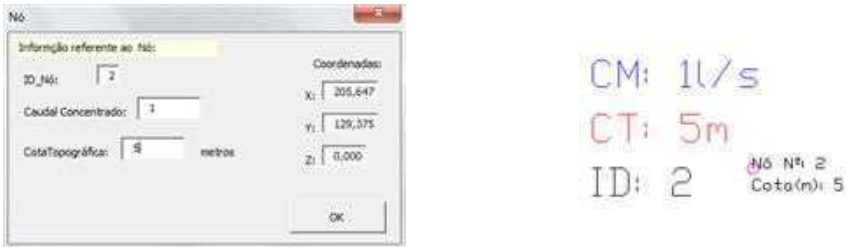
Seguidamente poder-se-á activar determinados procedimentos ou rotinas para desenho da Rede Hidráulica, podendo a sequência ser aleatória ou seguindo os seguintes passos: Reservatório, Nó e conduta, sendo que uma conduta terá forçosamente que ter um nó inicial e um nó final. Assim, se seleccionarmos o botão reservatório ou Nó**,** obtém-se uma caixa de diálogo, Figura 6 a) ou 7 a), após a indicação da localização espacial do mesmo, quer através da indicação de coordenadas na linha de comandos do AutocadMap ou indicação da sua localização, através do rato. É necessário preencher todas as caixas de texto reservadas para a colocação da informação que caracterizam estes elementos hidráulicos, Figura 6 a) e 7 a).



a) b)

Figura 6 Reservatório: a) informação descritiva, b) representação gráfica

Obtendo-se assim a sua representação gráfica, Figura 6 b) e 7 b). A informação descritiva fica guardada na base de dados, tabela Reservatórios ou Nós conforme referido anteriormente, ficando alguma disponível no desenho em formato texto.



a) b)

Figura 7 - Nó, a) informação descritiva, b) representação gráfica

Seleccionando o botão conduta, dá-se início ao traçado da conduta. O traçado deste elemento hidráulico só se inicia quando é seleccionado um nó genérico ou reservatório, nó inicial. Após a selecção do nó inicial, poderá ser incluído o número de vértices desejado na conduta. O traçado da conduta termina, quando é detectado outro nó ou reservatório, nó final.

Após a conclusão do traçado da conduta é calculado o respectivo comprimento, cujo valor aparece na caixa de diálogo, Figura 8. Nesta caixa de diálogo os campos “Nó_Montante” e “Nó_Jusante”, são automaticamente preenchidos, sendo os respectivos valores captados no momento da detecção do Nó-Inicial e Nó-final, respectivamente. Quanto aos campos “Diâmetro”, “Caudal de percurso” e “Rugosidade” é necessário seleccionar os valores respectivos. Os dados que surgem nas caixas de texto relativamente ao “Tipo de conduta”, “Rugosidade”, “Diâmetro Nominal” e “Diâmetro Interno”, são importados de uma base de dados que contem os dados comerciais das condutas. Obtêm-se finalmente a representação gráfica da conduta, Figura 9.



Figura 8 Conduta, informação descritiva

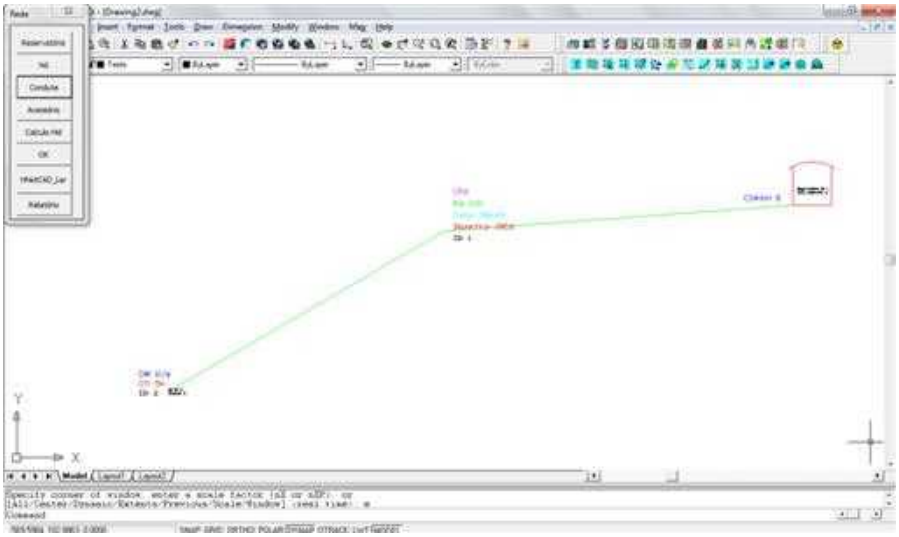


Figura 9 Conduta, representação gráfica

Relativamente aos acessórios, o desenho geométrico é o mesmo que o da conduta, alterando a caixa de diálogo em função do acessório, “Monteiro e Sá Marques (2009)”.

A informação descritiva, tal como indicado anteriormente, fica guardada internamente em tabelas “Object Data”, podendo através de procedimentos do menu Map, aceder à respectiva informação inerente ao objecto gráfico, assim temos informação respeitante a reservatórios, a nós e a condutas ou acessórios.

Após carregamento da informação geográfica pode proceder-se ao cálculo hidráulico, activação do botão Calculo Hid Figura 5, com a opção caudais médios. Este processo inicia a escrita do ficheiro de dados que será lido pela rotina de cálculo, produzindo esta, um ficheiro de resultados que será lido e a sua informação distribuída pelos respectivos elementos gráficos. Esta informação fica armazenada em tabelas “Object Data”, como descrito anteriormente.

Como todo este processo é desenvolvido em ambiente SIG do AutoCadMap é de salientar que toda esta informação poderá ser seguidamente processada neste mesmo ambiente.

Para criar topologia do tipo rede, utilizam-se para os nós topológicos os objectos nós e reservatórios e para os arcos da rede os objectos condutas/acessórios.

Com a topologia criada, poder-se-á efectuar pesquisas e análises espaciais, como por exemplo as análises de rede “Shortest Path” e “Flood Trace”, toda a informação descritiva incluída na base de dados está disponível para este tipo de operações.

A importação de ficheiros hrd do modelo H-NetCAD, inicia-se com a activação do botão HNetCAD-Ler, Figura 5, este tipo de ficheiro contêm toda a informação geométrica e descritiva dos elementos da rede, a informação descritiva fica armazenada na base de dados interna do Map.

Para a criação de relatórios, activa-se o botão Relatório Figura 5, a aplicação exporta a informação para o Microsoft Excel, esta informação poderá ser composta pelos dados da rede ou pelos resultados do cálculo hidráulico.

A simulação dinâmica será exposta seguidamente no caso prático, assim como exportação dos resultados da simulação para o Microsoft Excel.

CASO PRÁTICO

Para este estudo foi utilizada uma rede de distribuição de água já existente na aplicação H-NetCAD, da qual se criou uma réplica em ambiente AutocadMap, Figura 10, respeitando as definições geométricas da rede, assim como os dados iniciais da rede: consumos, diâmetros das condutas, rugosidade das condutas, cotas topográficas dos nós e cota de superfície de água dos reservatórios e limites, máximo e mínimo, de altura de água nos reservatórios.

A rede é constituída por 1 reservatório, 9 nós e 12 condutas. Os consumos estão afectos ás condutas e com diagrama temporal de consumos com factor de carga 3.0, Figura 11.

A simulação hidráulica foi efectuada para um período de 24 horas com intervalo de 1 hora. Esta operação é iniciada activando o botão CalculoHid Figura 5, que activa uma caixa de diálogo Figura 12, onde se opta por efectuar a simulação para um dado período de tempo, indicando para tal o inicio e fim do período assim como o intervalo de tempo.

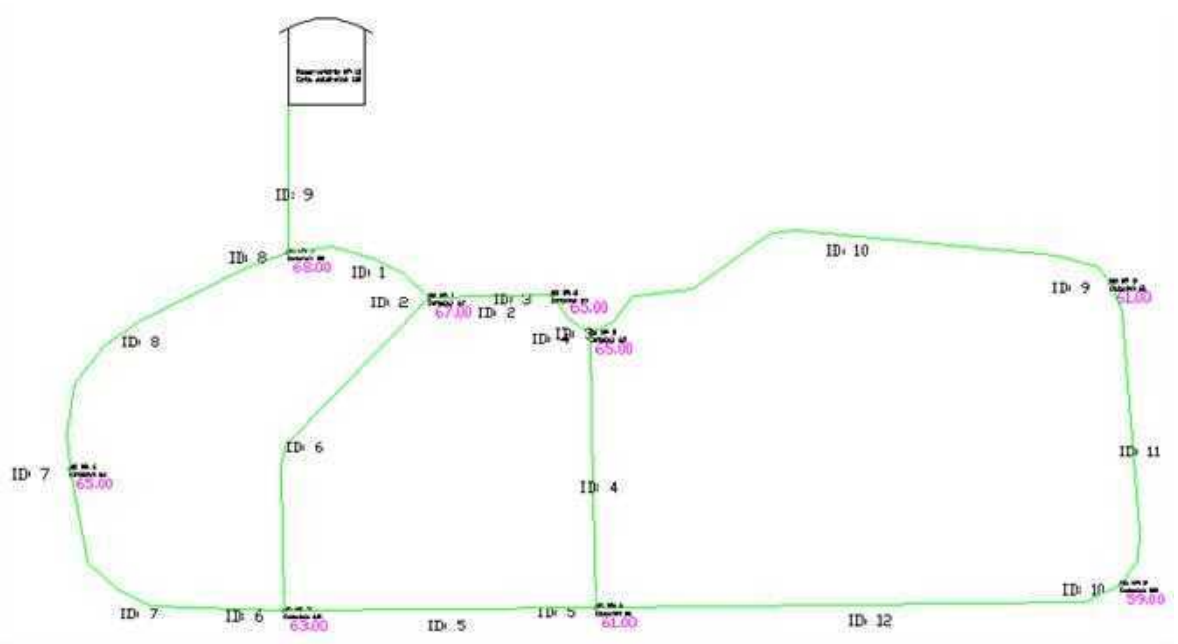


Figura 10 Rede de distribuição de água, em ambiente AutoCadMap

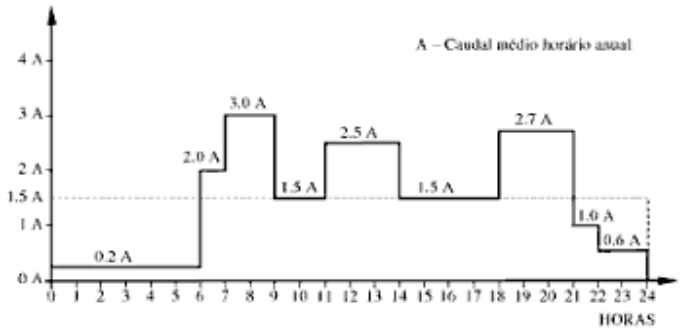
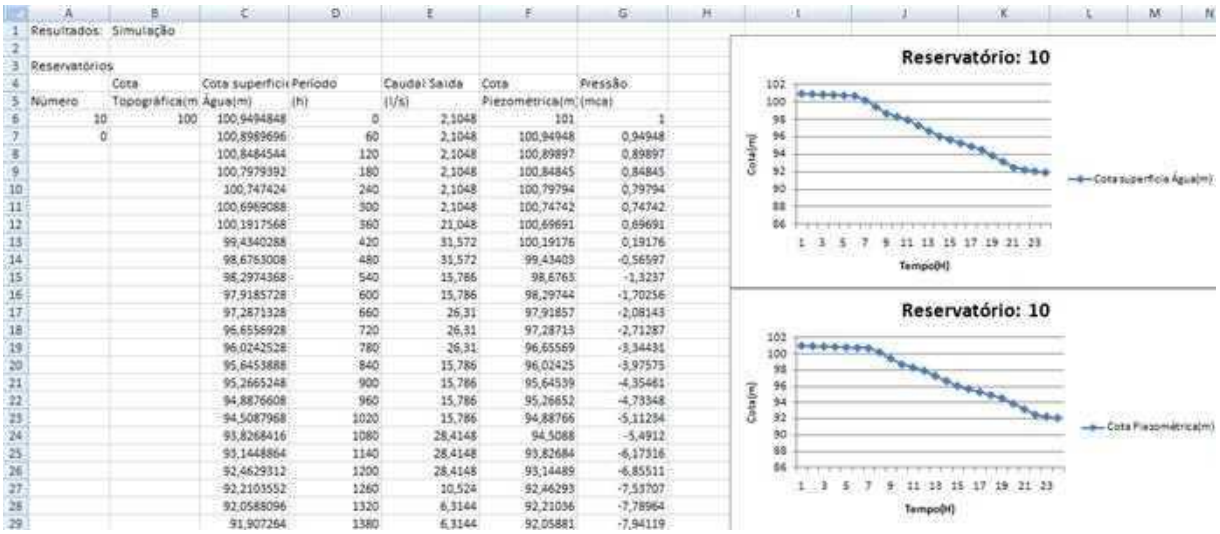


Figura 11 Diagrama de consumos (factor de ponta 3.0)



Figura 12 Caixa de diálogo, Cálculo Hidráulico

Após a conclusão do processo iterativo da simulação os resultados são exportados, em forma numérica e gráfica, para o Microsoft Excel como mostra a Figura 13.



	A	B	C	D	E	F	G
1	Resultados: Simulação						
2							
3	Reservatórios						
4		Cota	Cota superfici	Período	Caudal Saída	Cota	Pressão
5	Número	Topográfica(m	Água(m)	(h)	(l/s)	Piezométrica(m	(mca)
6	10	100	100,9494848	0	2,1048	101	1
7	0		100,8989696	60	2,1048	100,94948	0,94948
8			100,8484544	120	2,1048	100,89897	0,89897
9			100,7979392	180	2,1048	100,84845	0,84845
10			100,747424	240	2,1048	100,79794	0,79794
11			100,6969088	300	2,1048	100,74742	0,74742
12			100,1917568	360	21,048	100,69691	0,69691
13			99,4340288	420	31,572	100,19176	0,19176
14			98,6763008	480	31,572	99,43403	-0,56597
15			98,2974368	540	15,786	98,6763	-1,3237
16			97,9185728	600	15,786	98,29744	-1,70256
17			97,2871328	660	26,31	97,91857	-2,08143
18			96,6556928	720	26,31	97,28713	-2,71287
19			96,0242528	780	26,31	96,65569	-3,34431
20			95,6453888	840	15,786	96,02425	-3,97575
21			95,2665248	900	15,786	95,64539	-4,35461
22			94,8876608	960	15,786	95,26652	-4,73348
23			94,5087968	1020	15,786	94,88766	-5,11234
24			93,8268416	1080	28,4148	94,5088	-5,4912
25			93,1448864	1140	28,4148	93,82684	-6,17316
26			92,4629312	1200	28,4148	93,14489	-6,85511
27			92,2103552	1260	10,524	92,46293	-7,53707
28			92,0588096	1320	6,3144	92,21036	-7,78964
29			91,907264	1380	6,3144	92,05881	-7,94119

Figura 13 Parte da folha de cálculo com os resultados da simulação, reservatório

Para comparar os resultados obtidos efectuou-se o mesmo processo através do programa H-NetCAD, obtendo-se resultados similares. Por exemplo para o reservatório, a Figura 13 mostra os resultados obtidos através da aplicação aqui apresentada e as Figuras 14, 15 e 16 mostram os resultados obtidos a partir do H-NetCAD.

Período (H)	Cota Piezométrica (m)	Pressão (mca)	Caudal Fornecido (l/s)	Caudal Aduzido (l/s)
0:00	101.000	1.000	2.105	0.000
1:00	100.949	0.949	2.105	0.000
2:00	100.899	0.899	2.105	0.000
3:00	100.848	0.848	2.105	0.000
4:00	100.798	0.798	2.105	0.000
5:00	100.747	0.747	2.105	0.000
6:00	100.697	0.697	21.048	0.000
7:00	100.192	0.192	31.572	0.000
8:00	99.434	-0.566	31.572	0.000
9:00	98.676	-1.324	15.786	0.000
10:00	98.297	-1.703	15.786	0.000
11:00	97.919	-2.081	26.310	0.000
12:00	97.287	-2.713	26.310	0.000
13:00	96.656	-3.344	26.310	0.000
14:00	96.024	-3.976	15.786	0.000
15:00	95.645	-4.355	15.786	0.000
16:00	95.267	-4.733	15.786	0.000
17:00	94.888	-5.112	15.786	0.000
18:00	94.509	-5.491	28.415	0.000
19:00	93.827	-6.173	28.415	0.000
20:00	93.145	-6.855	28.415	0.000
21:00	92.463	-7.537	10.524	0.000
22:00	92.210	-7.790	6.314	0.000
23:00	92.059	-7.941	6.314	0.000
24:00	91.907	-8.093	6.314	0.000

Figura 14 Resultados da simulação em texto, reservatório, H-NetCAD

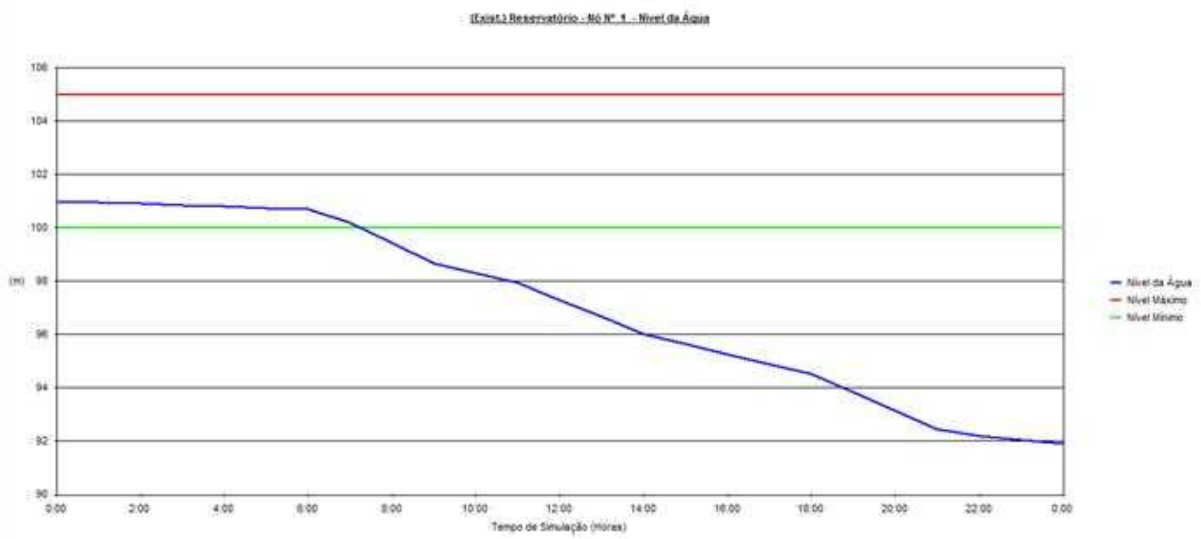


Figura 15 Resultados da simulação, Nível de água no reservatório, H-NetCAD

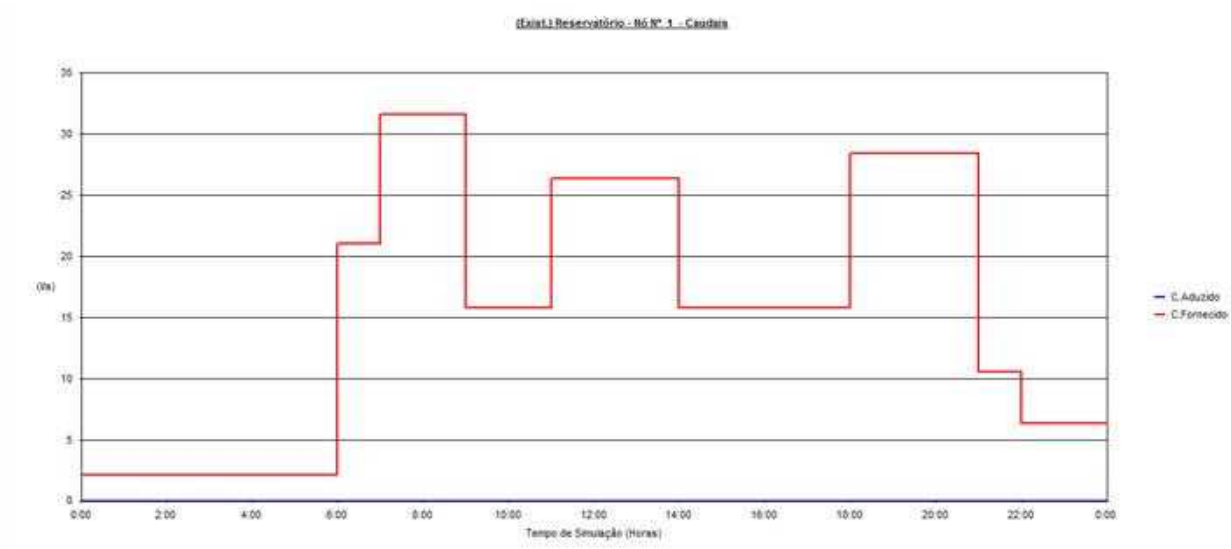
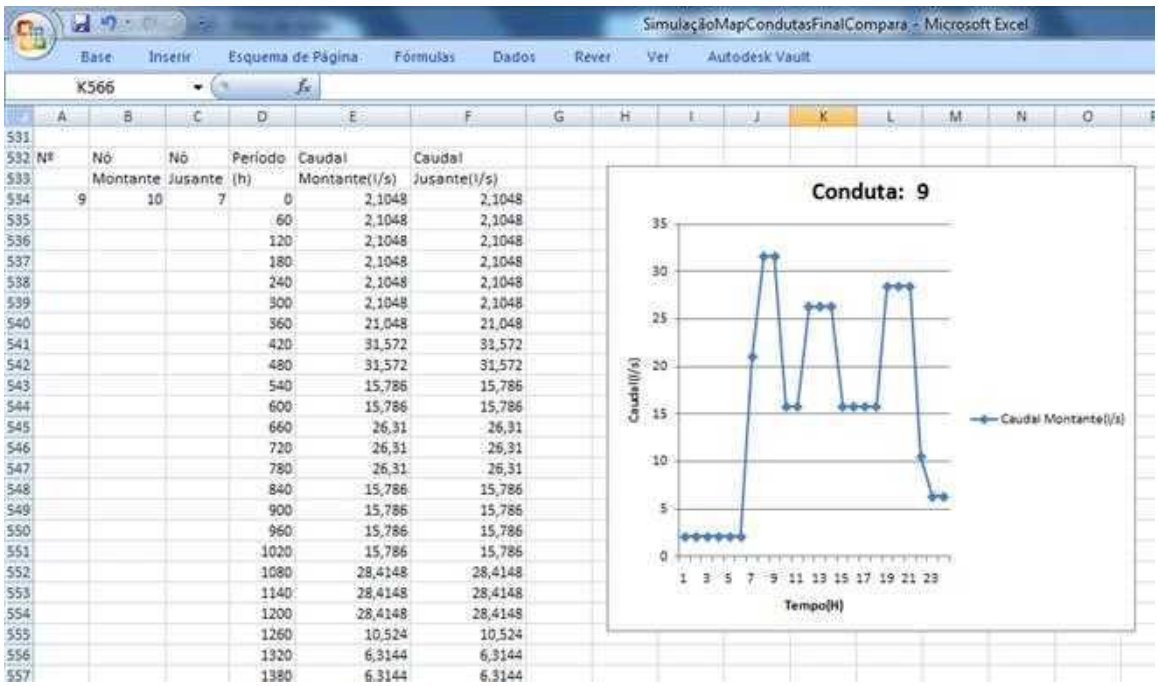


Figura 16 Resultados da simulação, caudal fornecido pelo reservatório, H-NetCAD

Tomando agora como exemplo a conduta 9, a Figura 17 mostra os resultados obtidos através da aplicação em AutocadMap e as Figuras 18 e 19 mostram os resultados obtidos a partir do H-NetCAD para o mesmo elemento.



Nº	Nó Montante	Nó Jusante	Período (h)	Caudal Montante(l/s)	Caudal Jusante(l/s)
9	10	7	0	2,1048	2,1048
			60	2,1048	2,1048
			120	2,1048	2,1048
			180	2,1048	2,1048
			240	2,1048	2,1048
			300	2,1048	2,1048
			360	21,048	21,048
			420	31,572	31,572
			480	31,572	31,572
			540	15,786	15,786
			600	15,786	15,786
			660	26,31	26,31
			720	26,31	26,31
			780	26,31	26,31
			840	15,786	15,786
			900	15,786	15,786
			960	15,786	15,786
			1020	15,786	15,786
			1080	28,4148	28,4148
			1140	28,4148	28,4148
			1200	28,4148	28,4148
			1260	10,524	10,524
			1320	6,3144	6,3144
			1380	6,3144	6,3144

Figura 17 Resultados da simulação, conduta 9

Período	Nó a Mont.	Nó a Jus.	Caudal Montante (l/s)	Caudal Jusante (l/s)
0:00	1	8	2.105	2.105
1:00	1	8	2.105	2.105
2:00	1	8	2.105	2.105
3:00	1	8	2.105	2.105
4:00	1	8	2.105	2.105
5:00	1	8	2.105	2.105
6:00	1	8	21.048	21.048
7:00	1	8	31.572	31.572
8:00	1	8	31.572	31.572
9:00	1	8	15.786	15.786
10:00	1	8	15.786	15.786
11:00	1	8	26.310	26.310
12:00	1	8	26.310	26.310
13:00	1	8	26.310	26.310
14:00	1	8	15.786	15.786
15:00	1	8	15.786	15.786
16:00	1	8	15.786	15.786
17:00	1	8	15.786	15.786
18:00	1	8	28.415	28.415
19:00	1	8	28.415	28.415
20:00	1	8	28.415	28.415
21:00	1	8	10.524	10.524
22:00	1	8	6.314	6.314
23:00	1	8	6.314	6.314
24:00	1	8	6.314	6.314

Figura 18 Resultados da simulação em texto, conduta 9, H-NetCAD

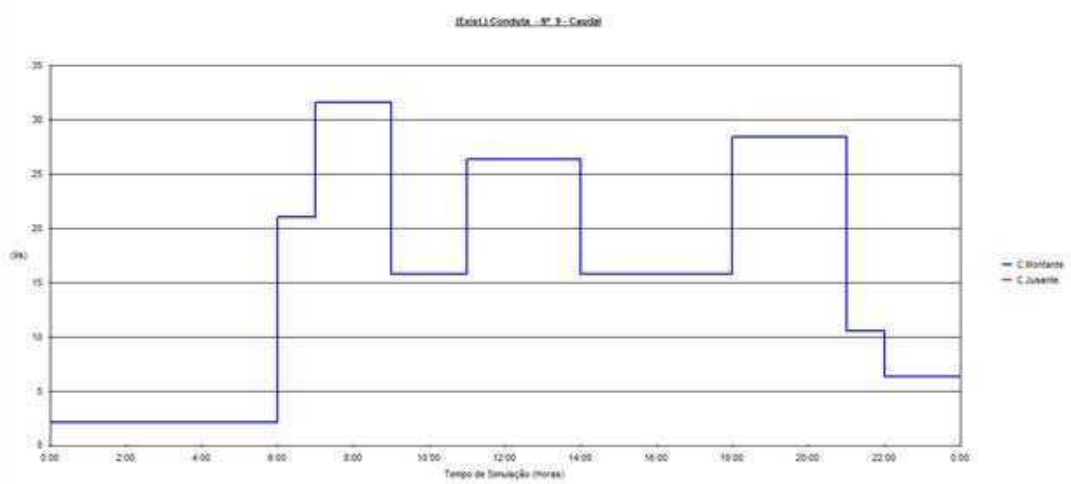


Figura 19 Resultados da simulação, conduta 9 caudal a montante, H-NetCAD

CONCLUSÕES

A aplicação, como aqui se demonstrou, permite efectuar a simulação hidráulica através do modelo de simulação dinâmica (em regime quasi-permanente), com saídas gráficas em formato útil, podendo ser utilizadas posteriormente em folhas de cálculo ou em programas de processamento de texto.

O facto de a aplicação decorrer em ambiente SIG (AutocadMap), alia uma ferramenta de desenho bastante conhecida às potencialidades de simulação de uma rede de distribuição de água, permitindo gerar e obter resultados para vários cenários na rede variando as suas condições de fronteira.

De realçar também que, por toda a informação estar disponibilizada num SIG, esta informação pode ser trabalhada através de instrumentos que este tipo de programas informáticos disponibiliza, nomeadamente a alteração de atributos da base de dados e a criação de topologia para posteriores análises topológicas de rede.

Pelos motivos indicados a aplicação terá alguma utilidade na gestão de sistemas de distribuição de água. De referir que a aplicação continua a ser desenvolvida para, permitir a simulação dinâmica em regime quasi-permanente com previsão-correcção através da técnica implícita, melhorar a sua interacção com os objectos da rede e melhorar a qualidade das saídas gráficas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bartolin, H., & Matinez, F. (2003). *Obtencion de modelos hidraulicos de redes e suministro de agua desde SIG. Conexion ArcView-Epanet 2*. XXIII Jornadas de la AEAS, Salamanca-Espanha.

Monteiro, A.F., Sá Marques, J.A.A. (2009). *Os Sistemas De Informação Geográfica Como Instrumentos De Apoio À Simulação Hidráulica De Sistemas De Destribuição De Água*. 9.º Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa. Benguela, 26 a 30 de Outubro de 2009.

Monteiro, A.F. (2009). *Os Sistemas de Informação Geográfica Como Instrumentos de Apoio à Simulação Hidráulica de Sistemas de Distribuição de Água*. Tese submetida para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Urbana, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Roe, A.G. (2001). *Using Visual Basic with AutoCAD Second Edition*. Thomson Learning, Autodesk Press.

Sá Marques, J.A.A., Sousa, J.J.O. (2008). *Hidráulica Urbana Sistemas de Abastecimento de Água e de Drenagem de Águas Residuais*. Imprensa da Universidade de Coimbra.

Sousa, J. (2005). *Sistemas de Informação Geográfica com o Autodesk Map 3D*. FCA – Editora de Informática.

Sousa, J.J.O. (2005). *Modelos de Apoio à Decisão para o Dimensionamento e a Operação de Sistemas de Abastecimento de Água*. Tese submetida para a obtenção do grau de Doutor em Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente pelo Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Walski, T.M., Chase, D.V., Savic, D.A. (2001). *Water Distribution Modeling*. Haestad Press, Waterbury CT U.S.A..

SISTEMAS SUSTENTÁVEIS DE SANEAMENTO DE ÁGUAS RESIDUAIS EM ÁREAS PERI-URBANAS

- o caso da cidade de Maputo, em Moçambique -

Ana C. RAMÔA[1] ; José S. MATOS[2]

Resumo

Em 2007, aproximadamente 90% dos cerca de 1.100.000 habitantes do Município de Maputo vivia n , densas áreas de habitações precárias e desordenadas, com grande carência de infra-estruturas, nomeadamente de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais. A localização destas zonas, face aos centros de emprego e de serviços, faz com que se preveja o seu crescimento, no futuro próximo. É objectivo da presente comunicação discutir soluções com vista ao aumento do nível de cobertura e da qualidade de serviço de saneamento de águas residuais em zonas peri-urbanas da cidade de Maputo. Dos sete Distritos Urbanos do Município de Maputo, apenas são analisados os Distritos Municipais 1, 2, 3, 4 e 5. Para tal, foi necessário caracterizar o contexto institucional e o nível de cobertura existente.

Apresentam-se considerações gerais sobre o planeamento de sistemas de saneamento de águas residuais, considerando aspectos técnico-económicos, institucionais e sociais. É proposto um modelo cuja unidade de gestão é constituída por várias unidades habitacionais. São apresentadas várias opções tecnológicas, às quais correspondem diferentes Níveis de Serviço, que compreendem soluções progressivamente mais completas e complexas. Por fim, desenvolve-se uma proposta de evolução de qualidade dos serviços, e são perspectivadas as metas a alcançar em 2030.

[1] Estudante de Mestrado em Engenharia do Ambiente do Instituto Superior Técnico, Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisboa. ana.ramoa@ist.utl.pt. 967752695.

[2] Prof. Catedrático do Instituto Superior Técnico, DECivil, Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisboa. jsm@civil.ist.utl.pt. 218418371.

Palavras-chave: nível de serviço, saneamento, saúde pública.

1 - INTRODUÇÃO

Segundo o Censo Geral da População de Moçambique, em 2007 residiam 1.094.315 habitantes no Município de Maputo, após um acréscimo de 13,2% relativamente à população residente em 1997 (INE, 2007). O Município referido encontra-se dividido em sete Distritos Urbanos (Conselho Municipal de Maputo, 2008), como se pode observar na **Figura 1**. No âmbito da presente comunicação, apenas são analisados os Distritos Municipais 1, 2, 3, 4 e 5, dado o facto de os Distritos Municipais de Catembe e de Inhaca se encontrarem geograficamente mais afastados, fora dos limites da cidade de Maputo propriamente dita.

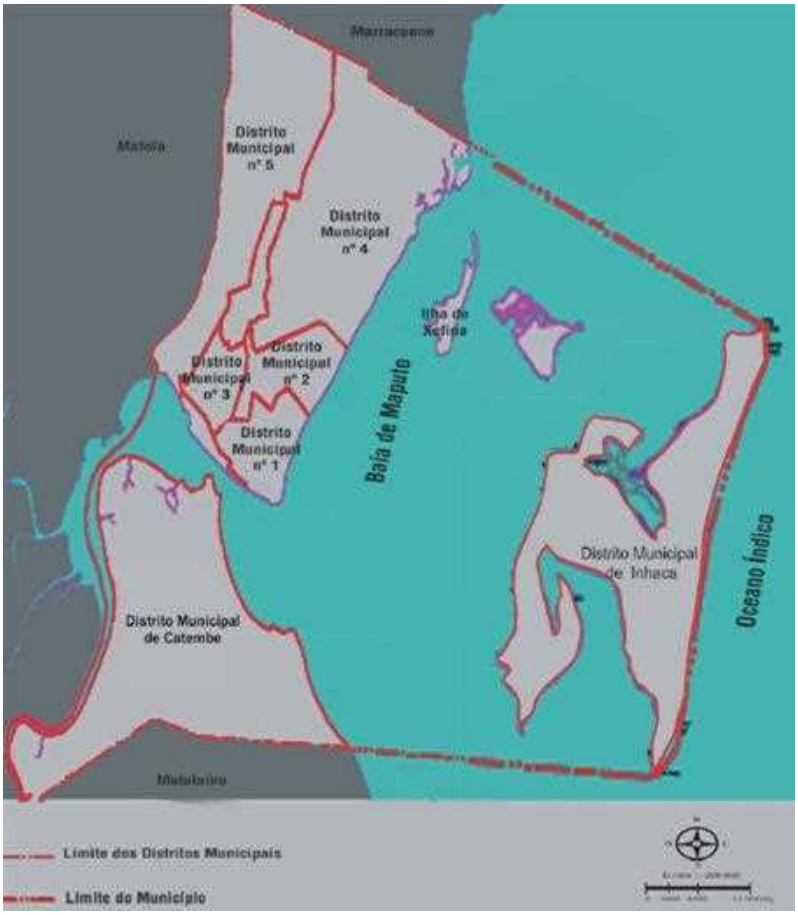


Figura 1. Divisão Administrativa do Município de Maputo (adaptada de Conselho Municipal de Maputo, 2008)

Em termos urbanísticos, Maputo desenvolveu-se muito significativamente nas últimas duas décadas, como consequência da actividade portuária. Caracteriza-se por duas zonas marcadamente distintas: . N
localizam-se as áreas residenciais pertencentes à população de maiores recursos, e as principais actividades comerciais e administrativas. As infra-estruturas estão desenvolvidas, os prédios são altos e as ruas estão pavimentadas (DNA, 2004). Nela residem os

moçambicanos de classe alta e média alta, e a população estrangeira, nomeadamente os portugueses e os indianos, que pagam entre 500 a 3.000 dólares de renda de habitação (Marta Curto, 2010). Pelo contrário, nas áreas peri-urbanas da cidade proliferam os aglomerados informais, em condições talvez equivalentes às favelas, no Brasil, ou aos bairros de lata, em Portugal. Esses aglomerados tiveram origem num fluxo migratório anterior à Independência Nacional, que se deslocou para a cidade para trabalhar, e a quem foi proibido construir habitações de material durável, visto serem considerados bairros provisórios. Compreendem uma densa área de habitações precárias, pobres e de crescimento não planificado, constituída maioritariamente por zonas com condições ambientais e de saúde impróprias, e com infra-estruturas de abastecimento de água, electricidade, saneamento de águas residuais, equipamentos sociais e acessibilidade claramente insuficientes (UEM, 2006). A população residente é africana, e embora a construção de algumas habitações tenha evoluído do caniço para o tijolo e cimento, a pobreza mantém-se. Se existem zonas onde as habitações estão espaçadas, a verdade é
,
outras, num ambiente caótico, mas que é visto pelos residentes como afável, acolhedor e humano (Marta Curto, 2010). A gestão do acesso à terra é uma questão complexa, pautada por interesses contraditórios e processos burocráticos, o que contribui para que as construções nas zonas peri-urbanas permaneçam informais. (UN-HABITAT, 2007) Dados do Censo da População de 2007 indicam que 90% dos habitantes de Maputo, cerca de 1 milhão de residentes, habita nestas áreas peri-urbanas (INE, 2007). O facto de continuarem a ser zonas atractivas, sobretudo pela localização favorável em relação aos centros de emprego e de serviços, ,
riqueza e desenvolvimento, faz com que se preveja o seu crescimento e desenvolvimento significativo, no futuro próximo (UEM, 2006).

2 - ENQUADRAMENTO INSTITUCIONAL

A melhoria do saneamento em Moçambique é hoje reconhecida como um instrumento essencial para a prevenção de doenças de origem hídrica, para a melhoria da qualidade de vida e para a conservação ambiental (PNA, 2007). Contudo, o sector do saneamento tem tido um desenvolvimento muito lento (DNA, 2008), devido, em grande parte, a uma fraca coordenação entre os diferentes agentes e uma grande insuficiência de recursos financeiros e humanos (DNA, 2009).

Em Maputo, no que concerne ao **sector público**, o Município apresenta como competências a colecta e tratamento de águas residuais, a definição de tarifas para prestação de serviços públicos e a fiscalização das actividades do sector (UN-HABITAT, 2008b). Outra entidade importante é a Direcção Nacional de Águas (DNA), que pertence ao Ministério das Obras Públicas e Habitação e cuja missão inclui a promoção de um saneamento adequado, bem como o desenvolvimento de normas e o apoio à introdução de mecanismos de fiscalização da construção de latrinas e fossas sépticas. Em termos futuros, o Plano Estratégico do Sector das Águas propõe uma reorganização institucional para este sector, sugerindo que as questões de financiamento e de regulação do saneamento sejam assumidas pelo Fundo de Investimento e Património do Abastecimento de Água (FIPAG) e pelo Conselho de

Regulação da Água (CRA), respectivamente. Ambas as instituições tomam, actualmente, um papel preponderante no sector das águas (DNA, 2008).

O desenvolvimento do **sector privado** na área do saneamento tem potencial, nomeadamente no que se refere aos centros de construção de latrinas e fossas sépticas, tal como em relação às actividades de esvaziamento e manutenção dos mesmos. Há contudo problemas diversos, uma vez que os equipamentos não se encontram facilmente disponíveis, para além da dificuldade por vezes encontrada de garantir a recuperação dos custos de capital (DNA, 2008).

É importante referir a **sociedade civil** como outro dos actores relevantes, em particular as Organizações Não Governamentais (ONG) e as Organizações Baseadas na Comunidade (OBC), que são responsáveis por intervenções ao nível da promoção da higiene, construção de infra-estruturas e capacitação das instituições responsáveis por esses serviços. Porém, a ausência de um plano municipal claro que oriente as ONG resulta no facto de alguns bairros terem organizações distintas a executarem projectos com o mesmo objectivo e grupo alvo, utilizando abordagens antagónicas (WSP, 2008).

3 - NÍVEIS DE COBERTURA E DE SERVIÇO

A cidade de cimento servida por um sistema convencional de saneamento (redes gravíticas de colectores) e por um sistema constituído por fossas sépticas, com ou sem ligação ao sistema público. Pelo contrário, nas zonas peri-urbanas, as soluções encontradas correspondem a opções tecnológicas de iniciativa privada e de baixo custo, como as latrinas (melhoradas ou não) e, em menor número, as fossas sépticas (DNA, 2008). A latrina melhorada diferencia-se da não melhorada por ser baseada no conceito de laje côncava de betão não armado, com técnicas de construção bastante simples, mas que garante maior protecção da saúde pública, enquanto que a latrina simples consiste, apenas, numa escavação sem cobertura e sem características de impermeabilização do solo (DNA, 2006). Na **Figura 2** apresenta-se a distribuição percentual dos agregados familiares residentes em Maputo, por opção de saneamento, em 2004/2005. Observa-se que as latrinas constituem o método de saneamento mais comum.

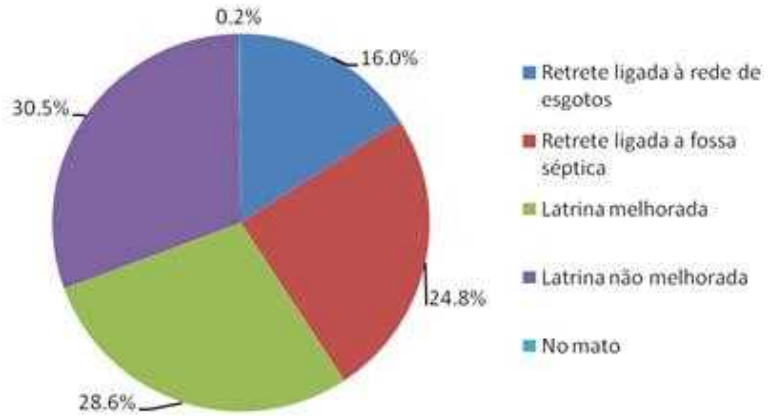


Figura 2. Distribuição percentual dos agregados familiares residentes em Maputo, por tipo de saneamento (2004/2005) (adaptada de Conselho Municipal de Maputo, 2008)

A concepção da latrina melhorada, definida como prioritária para as áreas peri-urbanas, foi desenvolvida em 1979, tendo tido bastante aceitação. No entanto, o acompanhamento técnico insuficiente ao nível do projecto e construção, a falta de sensibilização sobre as condições hidro-geológicas locais, e a falta de verbas e de materiais de construção condicionaram o êxito da iniciativa (DNA, 2006). Foi então iniciado, em 1985, o Programa Nacional de Saneamento a Baixo Custo, nos subúrbios de Maputo, que levou à expansão da utilização das latrinas melhoradas, a partir da criação de vários centros de construção (INDER, 1994). Em 1999 cessou o apoio ao programa e a actividade desses centros foi significativamente reduzida. Actualmente, muitos dos referidos centros ainda existem, mas com uma acção limitada, dado o facto de faltarem subsídios e coordenação entre os diferentes actores interessados. Paralelamente, foram-se desenvolvendo centros ou unidades privadas. Não existe, contudo, nenhuma instituição que fiscalize ou dê orientações para a construção de latrinas, a título particular (DNA, 2008). Na **Figura 3** apresentam-se imagens de componentes de infra-estruturas de saneamento.



a)



b)



c)



d)



e)



f)

Figura 3. Pormenores de opções de saneamento existentes em Maputo. a) Laje, b) Fossa de latrina, c) Latrina elevada, d) Retrete, e) e f) Latrina de compostagem (fotografias de Maio de 2010)

As populações com maior poder de compra estão, por iniciativa própria, a fazer evoluir as latrinas para **fossas sépticas**. Na verdade, devido à falta de redes de águas residuais, quem quiser construir uma casa moderna com casa de banho recorre, frequentemente, à tecnologia da fossa séptica. Onde a densidade habitacional e as condições do terreno o permitam, a tecnologia de fossa séptica e disposição final é adequada, se a fossa for bem mantida e regularmente limpa. Há, porém, casos onde estas condições não se verificam, surgindo problemas ambientais e de saúde pública, devido principalmente à inexistência de normas de construção e à falta de fiscalização (DNA, 2008).

Presentemente, o serviço de **esvaziamento de fossas de latrinas e fossas sépticas** é efectuado por operadores públicos e privados (Palmer e Tricamegy, 2007). No entanto, os equipamentos sofrem avarias frequentes e são deficitários. Trata-se de um mercado que não é regulado, nem em termos de qualidade nem de tarifas. Há também a dificuldade de acessibilidade dos camiões nas zonas peri-urbanas, uma vez que estas áreas possuem vias de acesso muito limitadas e condicionadas. Além disso, as lamas das latrinas apresentam, por vezes, elevada densidade (% de matéria seca) e os camiões-tanque não dispõem de capacidade suficiente para as bombear. Assim, quando as latrinas ficam cheias, a solução normalmente encontrada é a de construir uma nova latrina num lugar diferente. Quando tal não é possível, tem lugar a evacuação manual dos resíduos, o que constitui, naturalmente, uma opção inaceitável. Como experiências positivas, refiram-se as da associação ADASBU, do bairro Urbanização em Maputo, que oferece um serviço de limpeza de fossas sépticas e de latrinas, recorrendo a máquinas especialmente fabricadas para operar nos bairros

desordenados, não planificados e de difícil acesso. A associação consegue recuperar os custos de operação, manutenção e de descarga das lamas na Estação de Tratamento de Águas Residuais, estando actualmente a expandir os seus serviços para os bairros vizinhos. A **disposição final das lamas** constitui outro problema sério, em termos de riscos para a saúde pública. Actualmente, não existe qualquer estação de tratamento de lamas, embora esteja a ser construída uma unidade no âmbito da reabilitação da ETAR no vale do Infulene, em Maputo/Matola. As lamas são assim maioritariamente despejadas nas águas superficiais ou no solo, em campos de acesso público, sem qualquer tratamento, não existindo, que se tenha conhecimento, um quadro jurídico que regulamente as descargas (DNA, 2008).

A **rede de águas residuais** encontra-se, em alguns locais da cidade, obsoleta e ineficiente, apresentando actualmente fugas (exfiltrações), as quais podem causar sérios problemas por contaminação dos meios receptores. Estima-se que a Estação de Tratamento de Águas Residuais (ETAR) do município de Maputo sirva apenas 10% da população, com descarga no Rio Umbelúzi, sendo os efluentes usados, em parte, para irrigação agrícola. As restantes águas residuais são lançadas na Baía de Maputo, sem tratamento, contaminando o ambiente local. A ETAR existente, bem como a área já prevista para a sua ampliação, localizam-se no Infulene, entre as cidades de Maputo e da Matola (UN-HABITAT, 2008b).

4 - SOLUÇÕES FASEADAS E INTEGRADAS

4.1-Considerações sobre o planeamento e implementação de soluções de saneamento de águas residuais

É importante ter presente que falta informação actualizada, nomeadamente quanto à sensibilidade da comunidade à necessidade e prioridade do saneamento. Adicionalmente, de realçar que se pretende apenas apresentar neste trabalho algumas soluções possíveis ou viáveis, sendo que o processo de decisão ou optimização da escolha se deve basear em informação de campo mais pormenorizada, no decurso do qual todos os agentes devem assumir compromissos e cedências, com vista à melhoria sustentável do ambiente e da sociedade. Na **Figura 4** apresenta-se uma síntese dos aspectos mais importantes a ter em conta para a melhoria geral dos sistemas de saneamento de áreas peri-urbanas, na cidade de Maputo.



Figura 4. Aspectos a ter em conta para a melhoria do saneamento, em áreas peri-urbanas de Maputo

Transversalmente a todo o ciclo de planeamento e implementação das soluções de , **Participação Pública e a Cooperação entre agentes e sectores** . Na verdade, a participação é um elemento indispensável a qualquer estratégia, devendo ser materializada, no campo, numa base de contacto e relação permanentes, desde a fase da tomada de decisão do projecto, níveis de serviços e tecnologia, até à gestão, operação e manutenção das infra-estruturas. Os mecanismos de coordenação entre os diversos parceiros (governo, município, distrito, sector privado, doadores, sociedade civil, comunidades locais e instituições de ensino e investigação) evitam decisões e acções contraditórias ou sobrepostas, resultando numa resposta mais eficiente aos problemas, uma vez que permite acompanhar, documentar e divulgar as experiências de cada um destes actores. Podem ser organizados fóruns de debate que sirvam igualmente para envolver outras áreas de actuação, nomeadamente o abastecimento de água, a drenagem de águas pluviais e o planeamento urbano, de forma a construir uma visão consistente e integrada de desenvolvimento da cidade de Maputo, a longo prazo.

No que diz respeito ao ciclo do planeamento e implementação, é necessário primeiramente proceder-se à **"Análise da situação"**, não só do ponto de vista das preferências dos utilizadores, o nível de satisfação, a vontade e a capacidade de pagar pelos serviços, mas também do ponto de vista da inventariação das infra-estruturas existentes. É fundamental reconhecer que é necessário ultrapassar obstáculos diversos, e aprender com as lições de experiências existentes, como por exemplo, de áreas-piloto testadas por ONG.

Para responderem aos desafios que se colocam, é crucial que todos os agentes, e em particular, a comunidade, estejam informados e capacitados, devendo, por isso, apostar-se **Sensibilização"**. As escolas são uma forma interessante de o fazer, uma vez que os estudantes são bons agentes de comunicação para o resto da comunidade, a quem a informação também pode chegar através da rádio, televisão ou por distribuição de panfletos informativos. Os chefes de quarteirão e de bairro são intermediários importantes pelo reconhecimento que têm nas comunidades. Além disso, tal como referido pela população contactada, quem assume a responsabilidade destes cargos, apresenta um nível de empenhamento satisfatório, uma vez que sente a sua função valorizada. Os assuntos que merecem destaque especial são o estímulo pela procura de soluções de saneamento, a promoção de higiene, bem como informação sobre tecnologias, utilização e necessidades

de operação e manutenção dos sistemas. A vertente de **"Capacitação"** técnica e administrativa é também fundamental, pelo que se deve apostar na criação de competências para o planeamento e operação dos sistemas, ao nível das instituições públicas e privadas, e da sociedade civil. É fundamental dar-se prioridade à capacitação do município que, pelo menos a curto prazo, continuará a ser o principal responsável pela prestação de serviço, e às próprias famílias, que continuarão a assumir a principal responsabilidade pela construção dos sistemas de saneamento locais, e por garantir a respectiva manutenção.

A **"Selecção de tecnologias e abordagens"** apropriadas deve incluir um esforço para prioritizar acções, particularmente através de critérios claros que definam como devem ser encaminhadas as acções e os investimentos. Para tal, é importante clarificar a estrutura institucional, de forma a evitar a falta de clareza no que respeita às funções e responsabilidades dos parceiros que intervêm no sector, garantindo que não há vazios nem sobreposições nos diversos campos de acção, e contribuindo para o uso racional dos recursos financeiros, materiais e humanos disponíveis. Os líderes locais merecem atenção especial, principalmente na mediação de conflitos entre a comunidade e os restantes agentes. Outra questão relevante diz respeito à sustentabilidade económica e financeira dos serviços de saneamento, devendo garantir-se o financiamento através da mobilização dos planos de investimento, onde devem ser claramente considerados os custos de operação e manutenção. Por outro lado, as verbas recebidas pelo município devem ser devidamente encaminhadas para cobrir os custos de operação, manutenção e gestão das infra-estruturas. Para uma maior cobertura dos serviços de saneamento, parece importante fomentar o envolvimento do sector privado, de ONG e OCB, podendo também assumir relevância o papel do micro-financiamento e de outros incentivos, como subsídios ou empréstimos aos potenciais beneficiários. Em particular deve ser garantida, para a

,

rendimentos, aceder ao serviço, com isenção de pagamento, ou com pagamento a uma taxa reduzida.

Tomadas as decisões, deve prosseguir-se com a respectiva implementação e gestão, não desvalorizando as acções de **"Monitorização e Avaliação"**, as quais permitem corrigir opções tomadas, no sentido da procura constante de sistemas de saneamento sustentáveis e que correspondam às expectativas dos agentes envolvidos.

4.2 - Níveis de Serviço e soluções propostas

Relativamente à organização do sector do saneamento peri-urbano em Maputo, propõe-se a adaptação do modelo defendido por Mara e Alabaster (2006), segundo o qual a unidade de organização é um grupo de casas, e não a unidade habitacional. Cada grupo de casas pode idealmente criar uma cooperativa. O objectivo último é reduzir os custos e maximizar recursos, funcionando da seguinte forma: cada grupo decide, com aprovação do Município, que tipo de saneamento pretende, a partir de um leque de opções, e organiza-se numa cooperativa (que pode coincidir com os existentes Comités da Água) a quem todos os membros pagam uma taxa previamente combinada. A cooperativa fica, assim, responsável por garantir todos os serviços necessários. No caso de soluções localizadas, será preciso facilitar a construção do sistema e encontrar soluções para um sistema de esvaziamento

das latrinas e fossas sépticas, com a frequência apropriada. No caso das soluções centralizadas, a cooperativa poderá pagar a construção da rede secundária e a ligação à rede principal de águas residuais. Deverá ser acordado entre os membros da cooperativa, como tratar os casos de não pagamento. Desta forma, descendo a um nível local e aproveitando pequenas economias de escala, espera-se que a gestão dos sistemas seja simplificada, uma vez que este tipo de organização, se formalmente reconhecido, poderá facilitar o controlo e planeamento por parte do município, para além de dar aos utilizadores finais uma maior responsabilidade em todo o processo. Caso este tipo de organização estrutural, após um ou mais projectos-piloto, não se verificar especialmente adaptado ou apropriado às condições da cidade de Maputo, as soluções apresentadas seguidamente não perderão validade. Nesse caso, o município, ou uma empresa concessionária, poderão vir a ter responsabilidades acrescidas no planeamento e gestão do sector.

O saneamento deve ser planeado de forma gradual, garantindo que todas as soluções são adequadas em termos de satisfação da saúde pública e que respondem às necessidades e preferências da população. A aposta em soluções faseadas deve corresponder a um aumento progressivo dos Níveis de Serviço (NS), sempre que for económica, técnica e socialmente possível. O **Quadro 1** apresenta os diferentes NS considerados, respectivas características técnicas e grau de protecção da saúde pública. De uma forma geral, a um NS superior estão associadas melhores condições de serviço. No entanto, tal só será efectivamente verificado se existirem as condições para que o sistema seja funcional e responda às preferências da população servida. Assim, a tendência esperada é que sempre que se verifiquem tais condições, as pessoas pretendam aumentar o NS.

Quadro 1. Níveis de Serviço D , D , / R , N

Nível de Serviço	Deposição e Transporte	Disposição final / Tratamento / Reutilização	Hipótese*	Nível de protecção da saúde pública
0	Deposição a céu aberto ou latrina não melhorada	-	***A***	-
I	Latrina melhorada individual	- Lamas recolhidas mecanicamente e transportadas para ETAR de Infulene ou outro local adequado	***B***	*
	Latrina melhorada colectiva		C	*
II	Fossa séptica individual	- Disposição final do efluente no local - Lamas recolhidas mecanicamente e transportadas para ETAR de Infulene ou outro local adequado	***D***	*
	Ex-latrina/retrete individual com descarga para fossa séptica colectiva, através de sistema de esgotos simplificado	- Disposição final do efluente fora do local - Lamas recolhidas mecanicamente e transportadas para ETAR de Infulene ou outro local adequado	E	* *
		- Descarga para sistema de lagunagem - Reutilização do efluente para agricultura	F	* * *
		- Bombagem do efluente e das lamas para a	G	* * * *

		ETAR de Infulene ou outro local adequado - Reutilização do efluente para agricultura		
III	Fossa séptica/ retrete com rede de águas residuais (convencional ou simplificada)	- Tratamento de águas residuais em ETAR - Reutilização do efluente para agricultura	***H***	* * * *

** As hipótese A, B, D e H correspondem aos NS actualmente existentes em Maputo

O **NS 0**, D (A)
de saneamento não adequados, em termos de saúde pública, de conforto e de qualidade de vida.

O **NS I** apresenta a latrina como opção tecnológica de deposição de excreta, que é uma opção económica, aconselhando-se duas hipóteses: a latrina melhorada individual (B), vulgar na cidade de Maputo, e a colectiva (C). A primeira hipótese tem como grande vantagem a maior privacidade e conveniência, apesar do risco de fraca manutenção, com consequências para a saúde pública. Nas zonas peri-urbanas, em que o espaço que circunda as casas é muito reduzido, e onde a prática de defecção a céu aberto é frequente, o serviço de latrina colectiva, em espaço público gerido colectivamente, a servir cerca de 25 a 30 edificações, pode ser uma solução viável. Dever-se-á tirar partido das cooperativas para garantir a manutenção e limpeza adequadas dessas infra-estruturas. Em qualquer das hipóteses, prevê-se, para o NS I, a recolha mecânica das lamas, as quais poderão ser transportadas para a ETAR de Infulene ou para outro local apropriado. A recolha das lamas em camiões-tanque é muitas vezes crítica, pela dificuldade em aceder aos estreitos ou inexistentes acessos, pelo que, neste caso, a solução de latrina colectiva facilitará este problema, pela diminuição dos locais onde será necessário garantir o acesso dos camiões.

O **NS II** caracteriza-se por utilizar a tecnologia de fossas sépticas como deposição do excreta, sendo que esta tecnologia permite um tratamento no local mais seguro que a latrina, embora seja mais dispendiosa. Apresentam-se também duas possibilidades para o uso da tecnologia de fossa séptica. O uso individual, por unidade habitacional (D), seguido de recolha mecânica das lamas e disposição final do efluente no local; e o sistema de fossa séptica colectiva. Este último sistema considera a existência, em espaço privado, de reservatórios enterrados, como antigas latrinas, os quais descarregam para um sistema público simplificado (colectores de diâmetro 150mm, óculos de limpeza e câmaras de visita em número reduzido) e, posteriormente, para a fossa séptica colectiva. Não havendo descarga de água, pelo menos em grandes quantidades, deve ser implementado um sistema de descarga descontínua que garanta as condições de auto-limpeza das condutas. Para tal, poder-se-ão colocar válvulas de seccionamento nos ramais de ligação das latrinas, procedendo-se à descarga cíclica dos efluentes, então com um caudal superior àquele que , ( ). Poderá haver diferentes destinos para o conteúdo das fossas sépticas, consoante as características do terreno, a viabilidade técnico-económica das soluções de infiltração e as próprias preferências dos utilizadores. Assim, podem recorrer-se a sistemas de disposição final (poço absorvente, trincheira de infiltração ou leito de macrófitas) longe do aglomerado urbano (E), a um sistema de lagunagem (lagoas de estabilização, incluindo lagoa de maturação) (F), ou proceder-se à bombagem do efluente para tratamento na ETAR de Infulene ou outro local

apropriado (G). Nas últimas duas hipóteses, o efluente pode ser reutilizado para a agricultura.

Por fim, o **NS III** corresponde a uma fossa séptica ou retrete individual, com rede de águas residuais, convencional ou simplificada (diâmetro de 150mm, óculos de limpeza e número limitado de câmaras de visita) (H). As águas residuais são então enviadas para tratamento na ETAR, podendo o efluente ser reutilizado posteriormente na agricultura.

Para qualquer um das hipóteses apresentadas, é conveniente iniciarem-se pequenos projectos-piloto, de forma a verificar e analisar os potenciais problemas, antes de passar à implementação de soluções de maior escala.

Importa também definir as medidas necessárias à viabilização de soluções apresentadas. As opções referentes aos NS I e II, que recorrem a latrinas ou a fossas sépticas, constituem respostas localizadas, de menor custo, e que exigem um elevado grau de participação dos utilizadores. É assim necessário que existam, do lado da oferta, soluções economicamente acessíveis e adaptáveis às várias condições físicas, às capacidades de manutenção e às preferências dos utilizadores. Será necessário, desde logo, fomentar a existência de centros para construção de latrinas e fossas sépticas, com um estatuto formal. Antes de instalar um centro, deve garantir-se o fornecimento contínuo de materiais de construção e o transporte até ao local, bem como a existência de água, energia e acesso a transportes pesados. É então escolhido o local e o pessoal, definindo-se as tarefas e responsabilidades de todos os agentes envolvidos. Estes devem ser devidamente formados, quanto a capacidade técnica, qualidade dos elementos fabricados, princípios de saneamento e higiene, gestão de negócio, finanças e vendas. Por outro lado, é essencial criar mecanismos de controlo de qualidade dos materiais fabricados.

Um dos maiores problemas das soluções descentralizadas é a ineficiência dos serviços de esvaziamento de latrinas e fossas. Assim, deve ser garantido que o município, o sector privado e/ou as ONG apresentam capacidade de resposta para estas necessidades.

Será importante ampliar a ETAR existente, no Infulene, de forma a aumentar a sua capacidade para um valor total talvez não inferior a cerca de 250.000 habitantes (25% do total da população de Maputo). Deverá ser de lagunagem (lagoa anaeróbia, lagoa arejada e lagoas de maturação), como é actualmente, de forma a permitir a reutilização segura dos efluentes para irrigação agrícola. A lagoa anaeróbia deve apresentar capacidade suficiente para receber as eventuais lamas, já estabilizadas, de latrinas e fossas sépticas da região.

Para garantir o correcto tratamento e disposição dos efluentes e das lamas, deve elaborar-se um quadro jurídico flexível, mas que satisfaça critérios de segurança das operações e que garanta a protecção da saúde pública. A título de exemplo, deverá analisar-se a possibilidade de impor taxas de descarga, ou, pelo contrário e de forma a evitar a prática de descargas ilegais, a implementação de um sistema de bónus por cada descarga em local adequado.

No âmbito da reutilização de efluentes na irrigação agrícola, ou no âmbito da descarga de efluentes para o meio receptor, deverão ser analisadas amostras de água, de forma a controlar situações de contaminação. Refere-se ainda a necessidade de regular o funcionamento e as actividades das operações anteriormente mencionadas, garantindo que

o CRA, ou outra entidade com responsabilidades na área, tenha capacidades para tal, através de sistemas de fiscalização.

No Quadro 2 resumem-se as medidas referidas, relativas a soluções para o sector do saneamento de águas residuais na cidade de Maputo, bem como os respectivos benefícios, dificuldades e prioridades.

Quadro 2. Tipologia, benefícios, dificuldades e prioridades das medidas relativas a soluções para o sector do saneamento de águas residuais em Maputo

MEDIDA	TIPO	BENEFÍCIOS ESPERADOS	POTENCIAIS DIFICULDADES	PRIORIDADE
Fomentar a viabilidade e sustentabilidade de centros para construção de latrinas e fossas sépticas	Técnica	Incentivo à actividade privada	Fornecimento contínuo de materiais	1
		Aumento do emprego formal	Facilidades de transporte	
		Disponibilidade de latrinas com garantias técnicas	Formação dos artesãos	
Criação de serviços para o esvaziamento de latrinas e fossas sépticas	Técnica	Alternativa ao manuseamento manual das lamas	Acesso a ruas estreitas e desordenadas	1
		Contribuição para a protecção da saúde pública	Aquisição de peças de substituição para equipamento não disponíveis no local	
		Incentivo à actividade privada e ao emprego formal	Coordenação de interesses privados e serviços públicos	
Ampliação da ETAR de Infulene existente	Técnica	Aumento da quantidade de água tratada	Financiamento	2
		Reutilização de efluente mais segura	Conhecimentos técnicos e necessidades de operação e manutenção	
Quadro jurídico para tratamento e disposição do efluente e das lamas	Legislativa/ Reguladora	Contribuição para a saúde pública	Conhecimentos técnicos e jurídicos	3
			Indefinição institucional	
Regulação das actividades	Legislativa/ Reguladora	Garantia de cumprimento do quadro jurídico, do funcionamento do mercado e da satisfação dos utilizadores	Indefinição institucional	3
			Falta de recursos humanos e de conhecimentos na área	

4.3 - Evolução espacial e definição de metas para 2030

Considerando as soluções referidas para a melhoria dos sistemas de saneamento de águas residuais na cidade de Maputo, é importante definir metas de cobertura que sejam

exequíveis, num horizonte plausível, assumido, neste trabalho, como um período de 20 anos. Este horizonte está, contudo, dependente da prioridade que é atribuída ao saneamento, das opções tomadas, e das maiores ou menores dificuldades com a respectiva implementação. Uma das principais barreiras consiste na evolução do planeamento urbano dos aglomerados informais. Esta área, sob responsabilidade do município, deverá evoluir de forma gradual, contribuindo para a melhoria das condições de vida de zonas carenciadas, sendo que, nalguns casos, será necessário recorrer ao realojamento (UEM, 2006). Ainda assim, a definição das metas é importante, constituindo um compromisso de melhoria do nível de vida nas zonas peri-urbanas locais. No **Quadro 3** apresenta-se a percentagem aproximada da população de Maputo servida por diferentes Níveis de Serviço (NS) de saneamento, em 2010, e o que se pode perspectivar como metas a alcançar em 2030. As metas de NS perspectivadas para 2030 correspondem a propostas de cariz académico, consideradas relativamente ambiciosas, e pelos decisores, nomeadamente face aos condicionalismos e potencialidades de financiamento.

Quadro 3. Percentagem aproximada de população de Maputo servida por saneamento, por Níveis de Serviço. Valores estimados para 2010, e metas perspectivadas para o ano de 2030.

Nível de Serviço (NS)	População servida (%)	
	2010	2030
0	30	~0
I	35	30
II	20	45
III	15	25

Perspectiva-se para o NS 0, correspondente aos sistemas de saneamento não adequados e que actualmente cobrem uma população significativa, a redução, até 2030, para níveis residuais. O NS I, que corresponde à opção de latrina melhorada, tenderá a dar lugar ao NS II, que se espera em 2030 atingir um nível de cobertura de aproximadamente 45% de população servida. Uma parte da população que recorre, em 2010, ao NS II, pode também progredir, em termos de serviço de saneamento, para o NS III, o qual, ainda que seja muito vantajoso em termos de saúde pública, está fortemente dependente de financiamento e de uma complexa reordenação gradual do espaço urbano, pelo que se crê que serão necessários esforços muito significativos, para ser excedido o patamar de 25% de cobertura que se perspectiva para o ano 2030.

A **Figura 5** pretende mostrar a evolução espacial esperada, entre o ano 2010 e o ano de 2030. A mancha a branco corresponde ao Aeroporto de Maputo.

Ano de 2010



Ano de 2030



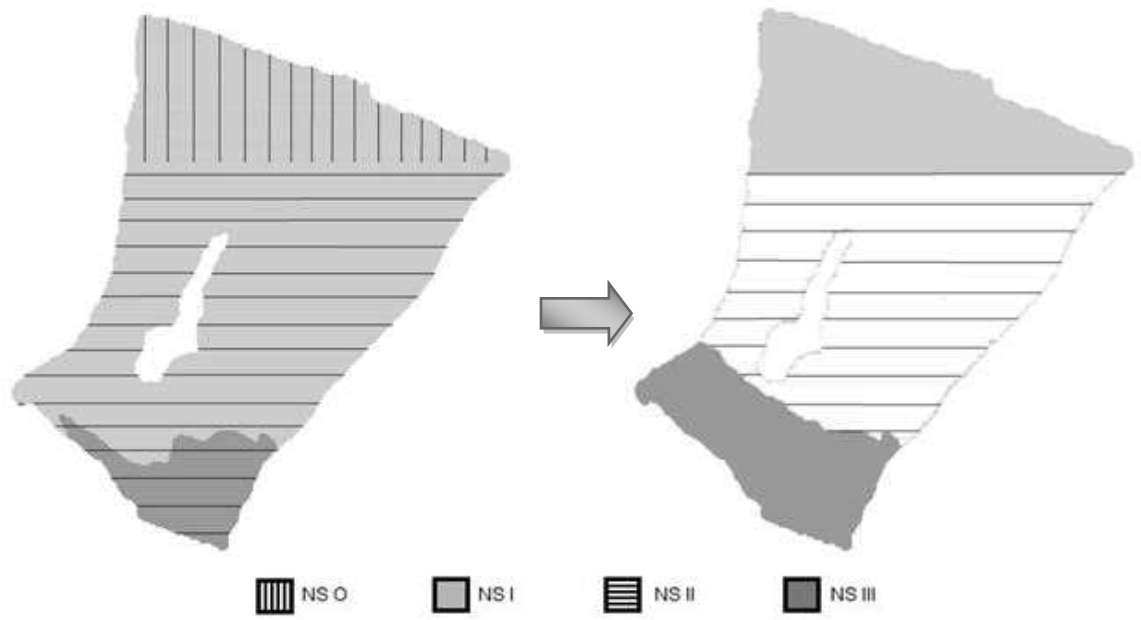


Figura 5. Representação esquemática aproximada da evolução espacial dos Níveis de Serviço (NS) de saneamento na cidade de Maputo, para o ano de 2010 e para o ano de 2030.

A área representada por cada NS não é proporcional ao nível de cobertura, mas apenas tenciona representar, de forma muito aproximada, as zonas da cidade de Maputo onde cada NS assume maior preponderância. Quando na mesma zona há mais do que um NS com expressão relevante, a **Figura 5** exprime essa condição. Admitiu-se que os NS mais altos se

(Maputo, 2009). Definiu-se, assim, que o NS 0 (Hipótese A, apresentada no **Quadro 1**) é mais corrente no Norte da cidade, nas zonas onde as famílias têm baixos rendimentos. Os NS I e II, correspondentes às Hipóteses B e D, respectivamente, desenvolvem-se em vários locais da cidade, consoante a capacidade financeira das famílias, e o NS III (Hipótese H) desenvolve- . A , 2030, NS 0
Maputo, contribuirá naturalmente para a redução de condições precárias de salubridade, passando a haver apenas os outros três Níveis de Serviço. O NS I (Hipóteses B e C) poderá subsistir nas zonas mais a norte da cidade, onde a população tem menores rendimentos, o NS II (Hipóteses D, E, F e G) poderá permanecer e desenvolver-se nas zonas igualmente , ansão
da ETAR de Infulene, permitindo viabilizar o sistema de fossas sépticas colectivas e tratamento na ETAR (caso da Hipótese E e G). Por fim, o NS III (Hipótese H) poder-se-á expandir a partir da cidade de cimento , através da ampliação do sistema de rede de águas residuais actualmente existente.

5 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

A evolução que se tem verificado no que refere ao serviço de abastecimento de água à cidade de Maputo, não está a ser acompanhada por um nível de serviço de saneamento de águas residuais adequado, o que pode por em causa a saúde pública da população, como consequência da inter-relação existente entre os serviços referidos. As áreas peri-urbanas são as mais afectadas.

No âmbito da presente comunicação são abordados aspectos relativos à melhoria do serviço de saneamento nas áreas peri-urbanas da cidade de Maputo. Como medidas transversais apela-se à participação pública e à cooperação entre agentes e sectores. É crucial proceder-se a uma análise cuidada da situação, garantindo que todos os agentes estão informados e capacitados para colaborar, e que a estrutura institucional e financeira é adequada, o que permitirá a efectiva selecção de tecnologias e abordagens apropriadas.

Propõe-se um modelo a ensaiar, segundo o qual a unidade de organização é um grupo de casas, em vez da unidade habitacional, e defende-se a aposta em soluções faseadas, as quais devem corresponder a aumentos progressivos dos Níveis de Serviço (NS), baseados em diferentes tecnologias e condições de protecção da saúde pública. Para uma efectiva aplicação destes NS são identificadas diversas opções tecnológicas e medidas, como o fomento de centros para construção e serviços de esvaziamento de latrinas melhoradas e fossas sépticas, a ampliação da ETAR de Infulene e a ampliação do actual quadro jurídico e regulamentar, por forma a cobrir a totalidade das actividades do sector. Por fim, propõem-se metas de cobertura de Níveis de Serviço para o ano de 2030.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Conselho Municipal de Maputo (2008). Perfil Estatístico do Município de Maputo, 2004-2007. Novembro de 2008, Maputo.

DNA (2004). Plano Estratégico de Saneamento de Maputo. Volume 2.7. Governo de Moçambique. Ministério das Obras Públicas e Habitação. Direcção Nacional da Água.

DNA (2006). Directrizes Técnicos para o Saneamento Rural. República de Moçambique, Ministério das Obras Públicas e Habitação. Programa Nacional de Desenvolvimento do Sector de Águas. Direcção Nacional de Águas.

DNA (2008) Plano Estratégico de Água e Saneamento Urbano, 2006-2012. Relatório Preliminar. República de Moçambique. Ministério das Obras Públicas e Habitação. Direcção Nacional das Águas.

DNA (2009). Apresentação: Situação de saneamento em Moçambique. República de Moçambique. Ministério das Obras Públicas e Habitação. Direcção Nacional das Águas.

INDER (1994). Manual de Latrinas Melhoradas. Programa Nacional de Saneamento a Baixo Custo. Instituto de Desenvolvimento Rural. INDER, Maputo.

INE - *Instituto Nacional de Estatística de Moçambique.* http://www.ine.gov.mz/ (acedido a 13 de Agosto de 2010).

Maputo (2009). Cidade de Maputo: Inquérito a população sobre a prestação dos serviços municipais. Edição 2008 - Relatório Final, Abril de 2009

Mara D., Alabaster G. (2008). A new paradigm for low-cost urban water supplies and sanitation in developing countries. *Water Policy10.* 119 129.

Marta Curto (2010). À sombra da cidade de cimento. *Tabu, Jornal Sol, de 6 de Agosto de 2010*. 52-57.

Palmer I., Tricamegy M. (2007) Desenvolvimento Municipal em Moçambique: As Lições da Primeira Década. *Capítulo 7. Abastecimento de Água e Saneamento nas Áreas Urbanas.*

PNA (2007). Resolução nº 46/2007. I Série. 730-(50-63), 30 de Outubro de 2007. Política Nacional das Águas.

WSP (2008). Levantamento de Iniciativas nas áreas peri-urbanas de Maputo. Water and Sanitation Program.

UEM (2006). Moçambique, Melhoramento dos Assentamentos Informais, Análise da Situação & Proposta de Estratégias de Intervenção. Universidade Eduardo Mondlane, Maputo.

UN-HABITAT (2007). Perfil do sector urbano em Moçambique. United Nations Human Settlements Programme.

UN-HABITAT (2008b). Global atlas of excreta, wastewater sludge, and biosolids management: moving forward the sustainable and welcome uses of a global resource. United Nations Human Settlements Programme.

SOLUÇÕES ROBUSTAS PARA SISTEMAS DE DRENAGEM E TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUAIS A NÍVEL REGIONAL

João A. ZEFERINO (1); Maria C. CUNHA (2); António P. ANTUNES (3)

RESUMO:

As decisões relativas ao planeamento de sistemas regionais de drenagem e tratamento de águas residuais dizem respeito a dois aspectos principais: aos custos de instalação, operação e manutenção da infraestrutura (colectores, estações de tratamento, e estações elevatórias); e às exigências de qualidade de água no meio hídrico receptor dos efluentes. Estes sistemas estão sujeitos a vários tipos de incerteza, particularmente aquela que se associa aos fenómenos naturais. Neste estudo é considerada a incerteza no processo de planeamento relativa ao caudal do rio que recebe as águas residuais tratadas que são geradas numa região. As decisões quanto às infraestruturas a implementar devem ter em consideração os vários cenários que podem ocorrer durante a sua vida útil. Apresenta-se um modelo de optimização robusta que permite definir qual a solução que oferece o melhor desempenho para todos os cenários previstos. A resolução do modelo é realizada através de um algoritmo de recozimento simulado (simulated annealing) complementado por um algoritmo de pesquisa local (greedy). A sua aplicação é ilustrada através de um estudo de caso representando uma situação real, sendo os respectivos resultados comparados e comentados.

Palavras-chave:

Águas residuais; optimização; recozimento simulado; robustez; sistemas de saneamento

(1) Estudante de Doutoramento – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra - Pólo II - 3030-290 Coimbra, Portugal – Telefone: +351.239.797131 – zeferino@dec.uc.pt

(2) Professor Associado com Agregação – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra - Pólo II - 3030-290 Coimbra – Telefone: +351.239.797175 – Fax: +351.239.797156 – mccunha@dec.uc.pt

(3) Professor Associado com Agregação - Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra - Pólo II - 3030-290 Coimbra – Telefone: +351.239.797139 – antunes@dec.uc.pt

1 INTRODUÇÃO

A resolução de problemas de planeamento de infraestruturas deve considerar a incerteza respeitante a situações de funcionamento futuras. De facto, a não consideração de incerteza pode resultar em soluções que não cumpram os seus propósitos ou que podem mesmo tornar-se obsoletas no futuro. Por outro lado, as soluções podem ficar sobredimensionadas e falhar a nível económico. As decisões quanto à implantação e exploração de infraestruturas envolvem frequentemente a análise de um número muito elevado de configurações possíveis, que aumentam largamente com a inclusão de parâmetros incertos. Porém, as capacidades computacionais actuais dão a oportunidade de tirar proveito do uso de abordagens que englobem a incerteza nos problemas de planeamento de infraestruturas no geral, e de planeamento de sistemas hidráulicos em particular. Fazendo uso deste tipo de abordagens, os decisores têm a oportunidade de optar por uma solução fidedigna menos sensível às incertezas, também conhecida por solução robusta.

No novo milénio, os problemas da água ainda constituem uma preocupação dominante e a sua importância foi reconhecida pelas Nações Unidas nos seus Objectivos de Desenvolvimento do Milénio, através da meta de redução para metade, até 2015, da população sem acesso sustentável a água potável e saneamento de águas residuais (UN, 2005). Na União Europeia o objectivo de atingir o "bom estado" de todos os corpos de água foi adoptado pela Directiva Quadro da Água. No que diz respeito a Portugal, cerca de 30% da população não dispõe actualmente de qualquer tratamento de águas residuais. Esta é uma das principais razões para que, de entre várias estações de medição da qualidade de águas superficiais e 5 classes de qualidade definidas no último anuário do Serviço Nacional Informação de Recursos Hídricos (SNIRH), nenhuma das estações de medição da qualidade tenha alcançado a melhor classificação e 37% tenham recebido as duas piores classificações. Para atenuar este tipo de problemas, precisam de ser estabelecidos sistemas de drenagem e tratamento de águas residuais em vários locais do Mundo. Estes sistemas são frequentemente pensados a nível local, mas o planeamento a nível regional permite encontrar soluções mais económicas e ambientalmente mais adequadas para o problema em questão. A importância dos sistemas de drenagem e tratamento de águas residuais é crucial na promoção de um desenvolvimento sustentável, mas o seu planeamento é afectado por incertezas que podem ter origem no âmbito económico, demográfico ou ambiental, bem como em aspectos hidráulicos.

Neste artigo é apresentada uma abordagem robusta para o planeamento regional de sistemas de drenagem e tratamento de águas residuais. A fonte de incerteza considerada diz respeito à variação do caudal do rio que serve de meio hídrico receptor das descargas de águas residuais tratadas que são geradas numa região. A solução que satisfaz as exigências relativas à qualidade de água no rio depende bastante do caudal que aí vier a verificar-se, uma vez que para menores caudais as cargas poluentes terão maior impacto. Como este tipo de sistema pode ser bastante dispendioso e as soluções adoptadas difíceis de alterar, é importante que o seu planeamento lide com a incerteza através duma abordagem robusta, tendo em conta não só a qualidade de água do meio hídrico receptor mas também o custo da infraestrutura. A infraestrutura necessária inclui os seguintes equipamentos: estações de tratamento de águas residuais (ETAR) para tratar as águas residuais antes de serem descarregadas nos meios hídricos receptores; redes de colectores

ligando os aglomerados populacionais às ETAR; estações elevatórias (EE) para bombear as águas residuais quando a sua drenagem por gravidade é impossível ou não económica.

O presente artigo está organizado da seguinte forma. De inicio apresenta-se o problema do planeamento de sistemas de drenagem e tratamento de águas residuais, com ênfase para a abordagem robusta. Depois é exposto o modelo de optimização proposto, juntamente com o método de resolução. Em seguida, apresenta-se um estudo de caso para aplicação do modelo, com os correspondentes resultados. O artigo termina com uma conclusão e uma breve referência às linhas de investigação a prosseguir no futuro.

2 PLAMENTO ROBUSTO DE SISTEMAS DE DRENAGEM E TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUAIS

Várias abordagens têm sido usadas para lidar com problemas de optimização com parâmetros incertos. As abordagens mais simples consideram o caso mais desfavorável ou o valor mais provável para os referidos parâmetros, tornando assim determinísticos os correspondentes modelos. Um procedimento usado como alicerce de várias abordagens que englobam a incerteza é o planeamento através de cenários representando o conjunto de possíveis ocorrências futuras. Algumas das mais frequentes abordagens que englobam a incerteza fazendo uso do planeamento através de cenários são: a optimização estocástica; as abordagens minimax; e a optimização robusta.

O estudo apresentado neste artigo é baseado na abordagem de optimização robusta (*robust optimization framework* - RO) introduzida em Mulvey et *al*. (1995). A abordagem de RO envolve geralmente o uso de probabilidades para os cenários projectados, incorpora medidas de média e variabilidade, e inclui ainda a possibilidade de considerar inadmissibilidades na solução para alguns cenários. Desta forma, a abordagem de RO procura encontrar soluções próximas da óptima em cada cenário, que ao mesmo tempo se mantenham praticamente admissíveis em qualquer cenário. Abordagens baseadas na RO têm vindo cada vez mais a ser utilizadas em problemas relacionados com recursos hídricos e sistemas hidráulicos. Recentemente, Ricciardi et *al*. (2007) fez uso de uma abordagem de RO para um problema de águas subterrâneas incluindo incerteza. Afonso e Cunha (2007) propuseram uma abordagem de RO para o dimensionamento de orgãos de ETAR. Em sistemas da distribuição de água, Rosenberg e Lund (2009) incluíram uma abordagem de RO entre várias alternativas para lidar com previsões de escassez de água num sistema municipal. Uma abordagem de RO foi aplicada por Cunha e Sousa (2010) para um problema de condições variáveis de serviço num sistema de distribuição de água.

O planeamento regional de sistemas de drenagem e tratamento de águas residuais tem sido habitualmente tratado através de modelos de optimização determinísticos com um objectivo de minimização de custos, tal como o modelo introduzido por Sousa et *al*. (2002) que iniciou a linha de investigação seguida pelos autores. Uma versão melhorada deste modelo determinístico é descrita em Cunha et *al*. (2009). Em Zeferino et *al*. (2010) este modelo foi alargado para uma formulação multi-objectivo de forma a lidar com a presença de objectivos ambientais. Estes modelos visam determinar uma solução óptima para a configuração da rede de colectores, e para a localização, tipo e dimensão das EE e ETAR a incluir no

sistema. É assumido que o nível de tratamento proporcionado pelas ETAR é um valor previamente definido e não variável. A função objectivo está sujeita a diferentes restrições para assegurar que a rede de colectores será dimensionada de acordo com as leis e normas hidráulicas. Também têm sido consideradas restrições para assegurar que as águas residuais tratadas descarregadas em cada ETAR não criem impactos ambientais. Os parâmetros de qualidade de água definidos para o meio hídrico receptor podem ser avaliados em termos de indicadores ambientais tais como o oxigénio dissolvido (OD), a carência bioquímica de oxigénio, o azoto e o fósforo.

Neste estudo, o planeamento regional de sistemas de drenagem e tratamento de águas residuais é alargado para uma abordagem de RO, de forma a preencher uma lacuna no planeamento regional destes sistemas, já que nos estudos anteriores não foi contemplada a presença de parâmetros incertos. Uma abordagem considerando a incerteza, como é o caso da abordagem de RO, permite apresentar aos decisores soluções economicamente eficientes que irão ter um bom desempenho sob uma variedade de possíveis situações ainda não conhecidas. A abordagem de RO usada considera a incerteza no caudal do rio que recebe as águas residuais tratadas que são geradas numa região, considerando diversos cenários relativos a valores do caudal que podem vir a ocorrer no futuro. O modelo de optimização robusta proposto permite determinar a solução mais próxima de soluções de referência para cada cenário, não só em termos de custo mas também de qualidade de água.

3 MODELO DE OPTIMIZAÇÃO ROBUSTA

O presente modelo de optimização robusta é uma formulação de RO inspirada no modelo de optimização proposto por Dembo (1991). Este modelo de optimização é aplicável ao problema de imunização de portfolios de acções, e foi reintroduzido por Mulvey et *al*. (1995) como imunização de cenários (*scenario immunization* - SI). Neste tipo de formulação, a função objectivo é composta por um termo que diz respeito aos desvios da solução a implementar relativamente a soluções de referência, e outro termo que diz respeito à admissibilidade da solução a implementar (através de uma penalidade, caso se verifique desvio em relação ao valor desejável).

O modelo proposto tem a seguinte formulação:

$$\min \sum_{s\in\Omega} p_s \left[\omega_A \left(\frac{C - C_s^{ref}}{C_{\max}^{ref} - C_{\min}^{ref}} \right)^2 + \omega_B \max\left\{ 0, \left(\frac{OD_s^{ref} - OD_s}{OD_s^{\max} - OD_s^{\min}} \right) \right\}^2 \right] \quad (1)$$

sujeito a:

$$\sum_{j\in N_S \cup N_I} Q_{ji} - \sum_{j\in N} Q_{ij} = -QR_i, \quad i \in N_S \quad (2)$$

$$\sum_{j\in N_S \cup N_I} Q_{jl} - \sum_{j\in N} Q_{lj} = 0, \quad l \in N_I \quad (3)$$

$$\sum_{j \in N_S \cup N_I} Q_{jk} = QT_k, \quad k \in N_T \tag{4}$$

$$\sum_{i \in N_S} QR_i = \sum_{k \in N_T} QT_k \tag{5}$$

$$\sum_{p \in T} y_{kp} \leq 1, \quad k \in N_T \tag{6}$$

$$Q\min_{ij} . x_{ij} \leq Q_{ij} \leq Q\max_{ij} . x_{ij}, \quad i \in N_S \cup N_I ; j \in N \tag{7}$$

$$QT_k \leq \sum_{p \in T} QT\max_{kp} . y_{kp}, \quad k \in N_T \tag{8}$$

$$OD_s = \min OD_s(QT_k, Q_R), \quad k \in N_T ; s \in S \tag{9}$$

$$x_{ij} \in \{0,1\}, \quad i \in N_S \cup N_I ; j \in N \tag{10}$$

$$y_{kp} \in \{0,1\}, \quad k \in N_T ; p \in T \tag{11}$$

$$QT_k \geq 0, \quad k \in N_T \tag{12}$$

$$Q_{ij} \geq 0, \quad i \in N_S \cup N_I ; j \in N \tag{13}$$

O primeiro termo da função objectivo corresponde a uma função de desvio ("regret") para o custo do sistema, isto é, a diferença entre o custo da solução a ser implementada e o custo de referência para cada cenário. Note-se que o custo da solução a ser implementada é o mesmo para todos os cenários. O segundo termo corresponde a uma penalidade quadrática relativa ao desempenho ambiental do rio para a solução implementada (o indicador de desempenho é o OD). Este termo representa a admissibilidade do indicador ambiental através duma função de desvio que penaliza os cenários *s* que têm um OD_s menor que o OD_s^{ref} desse cenário. Ambos os termos neste modelo representam desvios para valores de referência. A definição para os valores de referência é apresentada mais à frente neste artigo. O C^{ref} é obtido através do OD^{ref}, o que pode fazer com que os termos sejam ligeiramente correlacionados. Ao contrário do modelo SI, este modelo de optimização robusta requer o uso de uma normalização, visto que os termos se referem a valores que não são da mesma ordem de grandeza. Além da normalização, foi decidido o uso de pesos para representar a importância atribuída a cada termo. Desta forma, o modelo de optimização robusta apresenta características multi-objectivo, a partir do qual o decisor pode seleccionar uma solução robusta de acordo com as suas preferências, analisando os compromissos entre os dois termos.

As restrições (2), (3), (4) e (5) são as equações de continuidade que garantem que todos os nós, bem como todo o sistema em geral, estejam em equilíbrio no que diz respeito aos fluxos de águas residuais. As restrições (6), (7) e (8) são de capacidade, e especificam os limites para as dimensões de colectores e estações de tratamento. A restrição (9) é ambiental e expressa a qualidade de água do rio em termos do OD mínimo. Finalmente, as

restrições (10), (11) são restrições 0-1 e as restrições (12) e (13) são restrições de não-negatividade.

A função *C* refere-se custos actualizados de construir e manter sistema, e é definida por:

$$C = \sum_{i \in N_S \cup N_I} \sum_{j \in N} C_{ij}\left(Q_{ij}, L_{ij}, x_{ij}\right) + \sum_{k \in N_T} \sum_{p \in T} C_{kp}\left(QT_k, y_{kp}\right) \quad (14)$$

O primeiro termo de (14) corresponde ao custo da rede ou redes de colectores, incluindo EE, que depende do caudal de águas residuais transportado, do comprimento dos colectores e das cotas da linha de energia nas extremidades dos colectores. O segundo termo diz respeito ao custo das ETAR, que, para cada tipo de estação, depende do caudal de efluente tratado.

3.1. MÉTODO DE RESOLUÇÃO

Para a resolução do modelo de optimização não-linear inteiro misto apresentado, foi implementado um algoritmo híbrido composto por um algoritmo de recozimento simulado (*simulated annealing* - SA) complementado por um algoritmo de pesquisa local (*greedy*) (Dowsland, 1993; Kirkpatrick et *al*., 1983). Esta técnica tem vindo a ser usada nesta linha de investigação, revelando ser extremamente eficiente. Desta forma, foi decidido manter-se a sua implementação para a abordagem robusta tratada neste estudo.

O SA começa por propor uma solução inicial possível, a qual é designada de solução corrente. Em seguida, uma solução candidata é seleccionada aleatoriamente na vizinhança da solução corrente. As soluções candidatas melhores que a solução corrente são sempre aceites (tornando-se a solução corrente), ao passo que as soluções candidatas piores que a solução corrente podem ou não ser aceites. Este aspecto é importante porque ajuda o algoritmo a evitar ficar preso em óptimos locais. A transição entre soluções é regulada através de um parâmetro denominado temperatura, de acordo com um esquema de arrefecimento. A probabilidade de aceitar uma solução pior do que a solução corrente diminui com a temperatura e com a diferença de valor das soluções. A operação é repetida até que à diminuição da temperatura não correspondam melhorias da solução obtida. O algoritmo de pesquisa local parte duma solução corrente correspondente à melhor solução identificada através do algoritmo SA, e move-se para a melhor solução possível entre todas as soluções na vizinhança da solução corrente, se existir alguma solução melhor do que essa solução corrente.

O algoritmo híbrido resultante do algoritmo SA complementado por um algoritmo de pesquisa local é apropriado para encontrar melhores soluções com menor esforço computacional, tirando vantagem da habilidade do algoritmo SA em evitar óptimos locais e da eficácia do algoritmo de pesquisa local em atingir o óptimo na vizinhança de uma solução.

Os três aspectos principais envolvidos na implementação do algoritmo são: a definição da solução corrente inicial; a definição da vizinhança de uma solução corrente; e a definição do esquema de arrefecimento do algoritmo SA. Estes aspectos são descritos em detalhe em Zeferino et *al*. (2009).

Na definição de cada solução candidata, é usado um modelo hidráulico para dimensionar os colectores, possíveis EE e ETAR, obedecendo a todas as normas aplicáveis. Além disso, um modelo de qualidade de água é usado para avaliar os efeitos das descargas de águas residuais no rio. O modelo de qualidade de água avalia os indicadores de qualidade da água do rio, tendo em consideração os seguintes factores: rearejamento atmosférico, fotossíntese, respiração animal e vegetal, trocas com o fundo, oxidação da matéria orgânica carbonatada e nitrificação.

4 ESTUDO DE CASO

4.1. APRESENTAÇÃO

O estudo de caso usado para ilustrar as possibilidades do modelo proposto procura representar uma situação real que envolve uma região rectangular com aproximadamente 197 km ao longo do rio e 71 km na direcção perpendicular, com uma altura relativa máxima de 557 m (ver Figuras 1 e 2). É considerado um total de 66 nós, incluindo 11 possíveis localizações para ETAR. De entre os restantes nós, 31 correspondem a aglomerados populacionais (fontes de águas residuais). A população total da região é de aproximadamente 884 mil habitantes. A capitação de águas residuais é considerada como sendo 200 l/hab/dia.

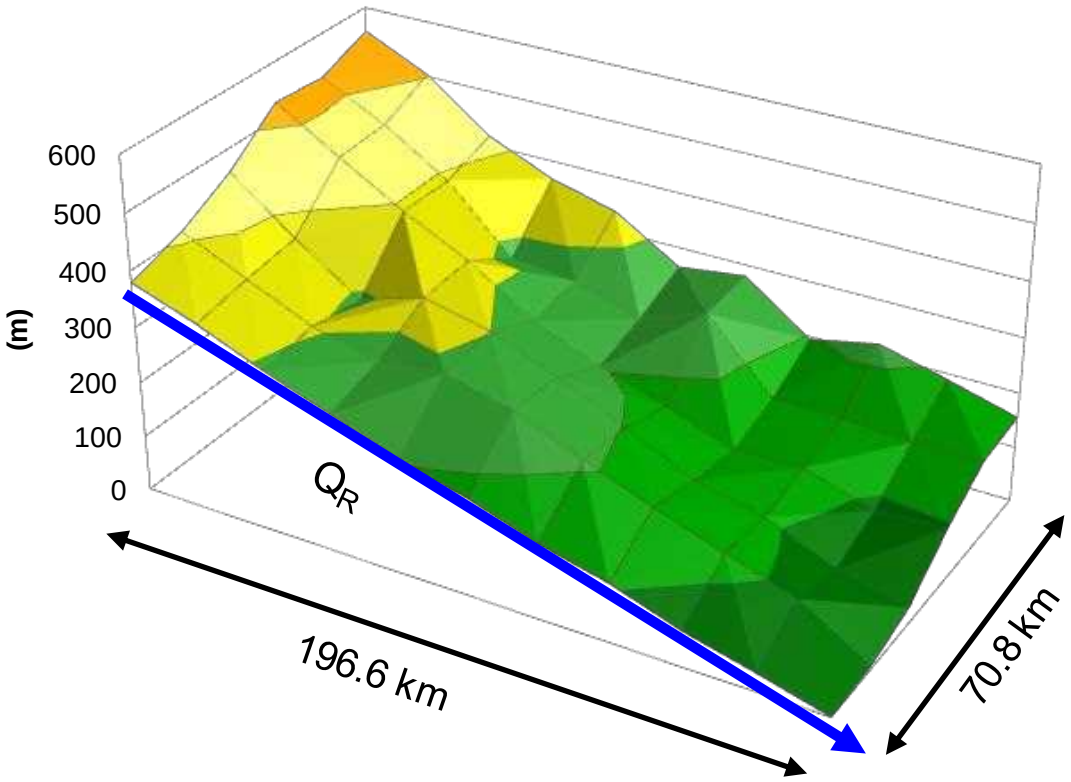


Figura 1. Topografia da região correspondente ao estudo de caso

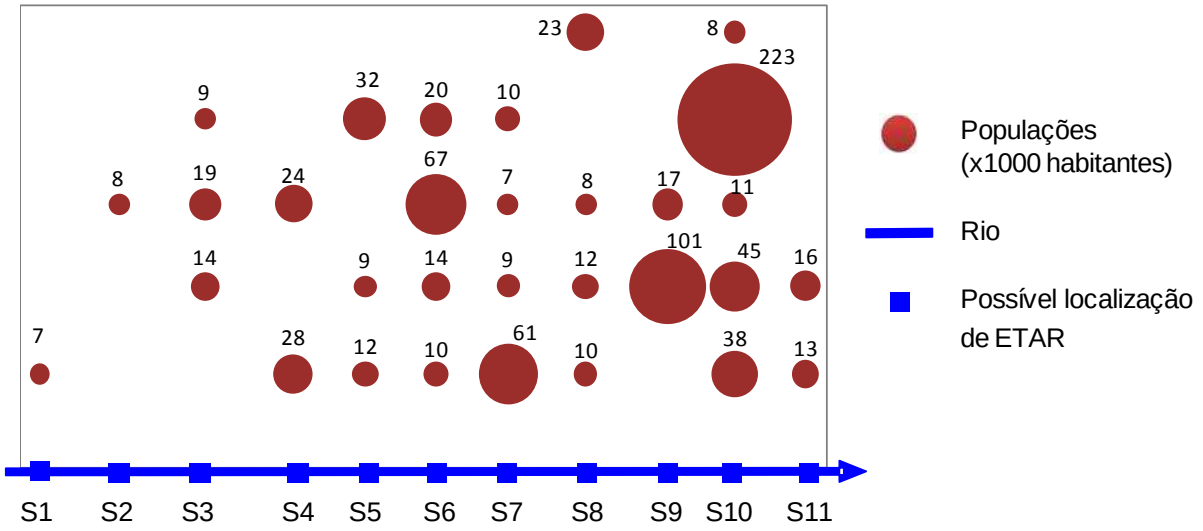


Figura 2. Distribuição das populações e possíveis localizações de ETAR

É assumido que o caudal do rio segue uma distribuição normal com média 12 m^3/s e desvio padrão 3 m^3/s. Após discretização, são considerados 18 cenários com caudais compreendidos entre 3 m^3/s e 21 m^3/s, dado que esta gama de valores (média ± 3 desvios padrão) engloba 99.73% de probabilidade de ocorrência. Cada cenário corresponde a um intervalo de variação de 1 m^3/s com uma probabilidade de ocorrência p_s. O caudal considerado em cada cenário, Q_R, refere-se ao caudal mais desfavorável, ou seja, o caudal mínimo desse cenário. (Quadro 1).

A qualidade de água no rio depende dos efluentes nele descarregados e do valor do caudal aí presente quando essas descargas poluentes são efectuadas. Será de esperar que quanto maior for o caudal no rio, menores serão os impactos causados pelas águas residuais. Para uma dada descarga de efluentes, se o caudal do rio for baixo pode ocorrer violação das normas de qualidade de água. No limite, se não existisse caudal no rio, a qualidade de água aí verificada seria equivalente á qualidade dos efluentes descarregados pelas ETAR.

A variabilidade do caudal do rio dá lugar a vários cenários que podem ocorrer durante a vida útil das infraestruturas que compõem os sistemas de drenagem e tratamento a nível regional. Dada a necessidade de controlar a qualidade nos meios receptores, cada cenário tomado independentemente dos outros poderia dar lugar a uma configuração óptima da infraestrutura diferente de cenário para cenário. Para cenários em que o caudal do rio é mais baixo, as descargas de efluentes têm que ser mais dispersas de forma a mitigar os impactos ambientais. Em princípio isto deve implicar uma solução mais dispendiosa, visto que as redes de colectores terão que ser mais longas podendo mesmo exigir a instalação de EE adicionais.

A resolução do problema correspondente a cada cenário tomado independentemente pode ser realizada através do já referido modelo de optimização determinístico para o planeamento de sistemas de drenagem e tratamento de águas residuais apresentado em

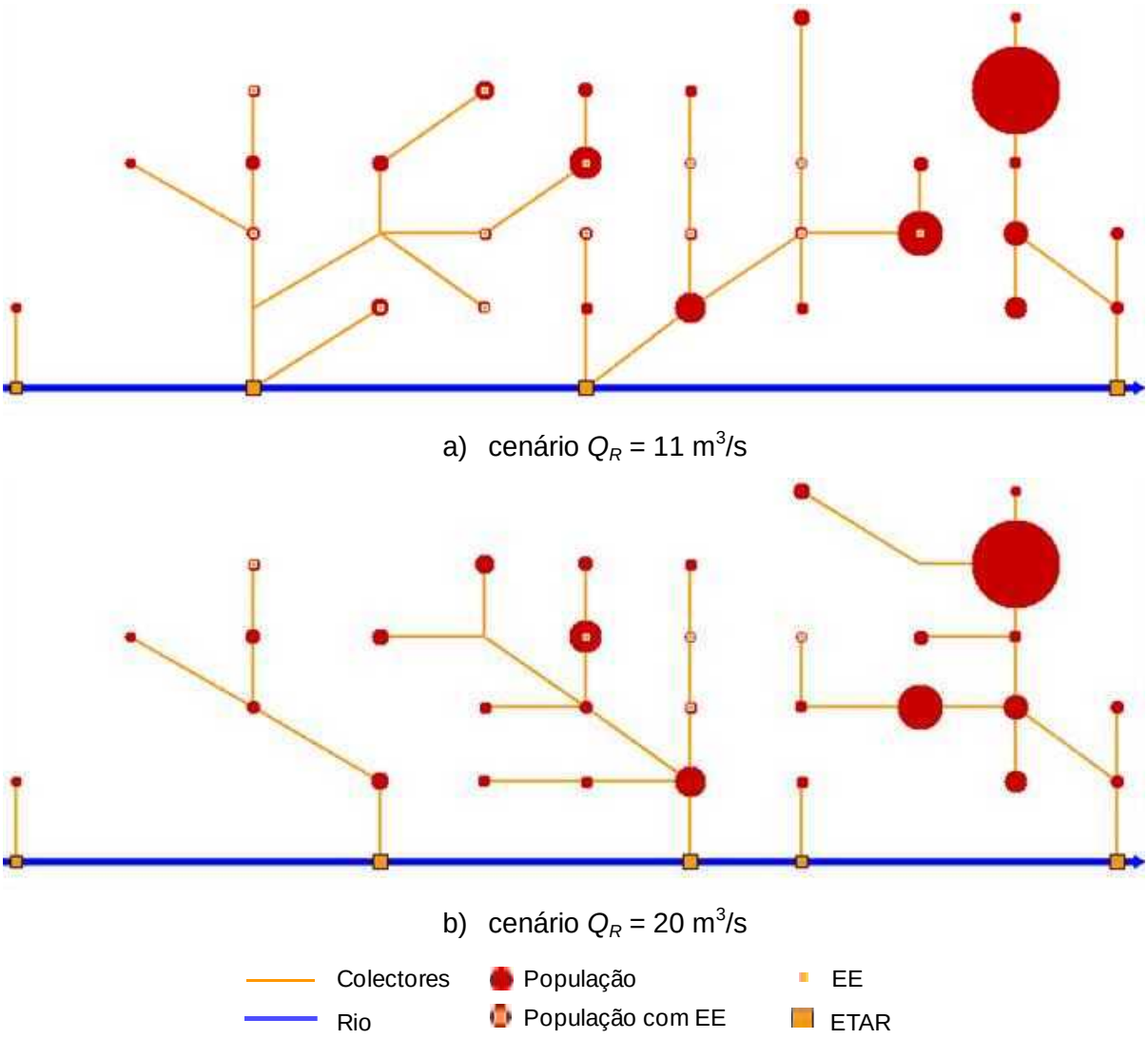
Cunha et *al*. (2009). Uma solução de custo mínimo para o estudo de caso sem restrições de qualidade de água pode ser obtida através da resolução desse modelo determinístico, resultando num C_{min} igual a 231.42 M€. O tempo computacional necessário para a resolução deste modelo foi cerca de 5 minutos.

4.2. PARÂMETROS DO MODELO DEPENDENTES DO CENÁRIO

O modelo de optimização robusta proposto neste artigo envolve parâmetros que dependem do cenário considerado, os quais são obtidos através da resolução do modelo determinístico para o planeamento de sistemas de drenagem e tratamento de águas residuais. O OD^{min} é o valor mínimo para o OD mínimo no rio, e é obtido resolvendo o modelo determinístico com o objectivo de minimização do *OD* mínimo no rio. De forma semelhante, o OD^{max} é o valor máximo para o OD mínimo no rio, e é obtido resolvendo o modelo determinístico com o objectivo de maximização do *OD* mínimo no rio. A qualidade de água desejada para o rio pode ser dada através do OD^{ref}, que é usado como um valor de referência a obter no que diz respeito ao OD mínimo no rio, o qual se pretende que seja bastante elevado, de forma a garantir a sobrevivência de todos os organismos aeróbios nele existentes. O valor do OD^{ref} corresponde a 95% do valor de OD^{Max}, o que permite alguma flexibilidade no valor de C^{ref}, que corresponde ao custo mínimo para um sistema que garante esse valor de qualidade de água desejado. O valor de C^{ref} é obtido através da resolução do modelo determinístico com o objectivo de minimização do custo do sistema, considerando que o *OD* mínimo da solução tem de ser superior ao OD^{ref}. Os valores destes parâmetros para os vários cenários estão apresentados no Quadro 1. Por exemplo, para um cenário com o Q_R = 11 m^3/s, o OD^{max} desse sistema é 7.323 mg/l, e portanto o OD^{ref} é 6.957 mg/l. Para este cenário o valor obtido para C^{ref} é 277.71 M€. A configuração dessa solução pode ser vista na Figura 3 a). Na Figura 3 b) é apresentada a configuração do mesmo tipo de solução para Q_R = 20 m^3/s, resultando num C^{ref} é 231.42 M€, que corresponde também à solução de custo mínimo quando não é considerada qualquer restrição para a qualidade de água no rio. O tempo necessário para a computação destas soluções variou desde 5 minutos para os maiores caudais até cerca de 30 minutos para os menores caudais.

Quadro 1. Valores para caudais, OD e custo dos 18 cenários

Q_R (m^3/s)	p_s (%)	OD^{min} (mg/l)	OD^{max} (mg/l)	OD^{ref} (mg/l)	C^{ref} (M€)
3	0.248	1.590	5.157	4.899	358.98
4	0.598	2.766	5.760	5.472	350.97
5	1.293	3.609	6.171	5.862	339.32
6	2.504	4.241	6.492	6.167	326.76
7	4.342	4.734	6.741	6.404	314.61
8	6.744	5.129	6.934	6.587	305.63
9	9.384	5.452	7.080	6.726	296.72
10	11.695	5.721	7.216	6.855	285.32
11	13.056	5.949	7.323	6.957	277.71
12	13.056	6.144	7.422	7.051	269.83
13	11.695	6.314	7.507	7.132	259.95
14	9.384	6.462	7.579	7.200	251.75
15	6.744	6.593	7.644	7.262	244.71
16	4.342	6.709	7.702	7.317	238.54
17	2.504	6.813	7.754	7.366	236.41
18	1.293	6.907	7.801	7.411	233.73
19	0.598	6.991	7.846	7.454	232.33
20	0.248	7.068	7.884	7.490	231.42



a) cenário Q_R = 11 m^3/s

b) cenário Q_R = 20 m^3/s

Figura 3. Configuração óptima de soluções para diferentes cenários

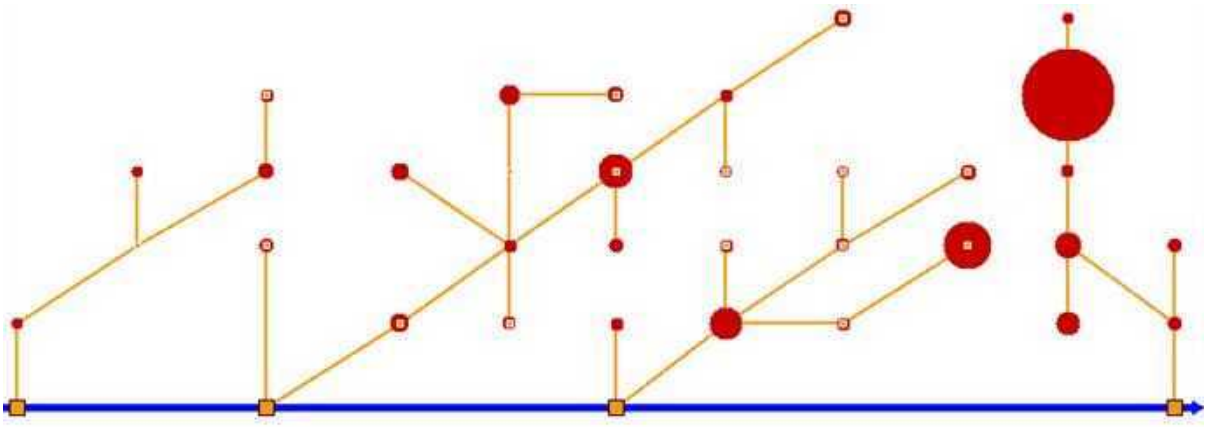
4.3. RESULTADOS

Os dados necessários para implementar este modelo de optimização robusta foram previamente calculados e apresentados no Quadro 1. Foram usadas 5 diferentes combinações de pesos, com os valores de ω_A a variar entre 1% e 99%. Visto a soma total dos pesos ser 100%, os valores de ω_B variam de forma oposta relativamente a ω_A. Para as diferentes combinações de pesos, o modelo de optimização foi resolvido usando o algoritmo SA complementado por um algoritmo de pesquisa local. Os resultados obtidos estão apresentados no Quadro 2, onde estão expostos os valores dos custos das soluções e respectivos valores de OD mínimos no rio para cada um dos diferentes cenários. Os valores a negrito são aqueles em que o OD_S é inferior ao OD^{ref} do respectivo cenário. Na Figura 4 estão apresentadas as configurações óptimas de algumas das soluções.

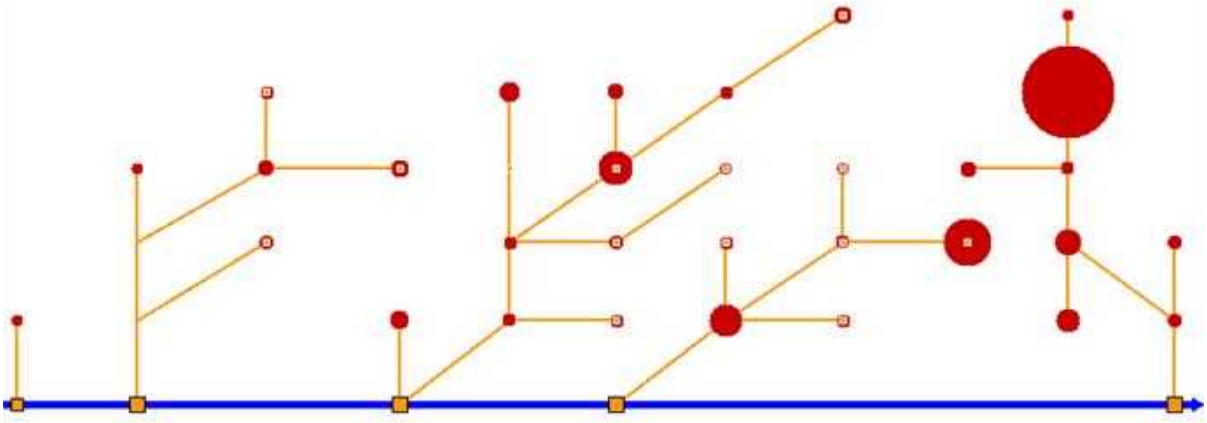
Quadro 2. Resultados das soluções óptimas obtidas pelo modelo RO para diferentes pesos

	ω_A = 1%, ω_B = 99%	ω_A = 10%, ω_B = 90%	ω_A = 50%, ω_B = 50%	ω_A = 90%, ω_B = 10%	ω_A = 99%, ω_B = 1%
Q_R (m^3/s)			OD_s (mg/l)		
3	**4.487**	**4.347**	**4.311**	**4.150**	**4.067**
4	**5.163**	**5.046**	**5.015**	**4.890**	**4.817**
5	**5.649**	**5.548**	**5.521**	**5.422**	**5.359**
6	**6.013**	**5.926**	**5.901**	**5.823**	**5.767**
7	**6.305**	**6.229**	**6.207**	**6.143**	**6.093**
8	**6.537**	**6.468**	**6.448**	**6.396**	**6.352**
9	**6.723**	**6.662**	**6.644**	**6.602**	**6.562**
10	6.883	**6.828**	**6.811**	**6.777**	**6.741**
11	7.021	6.971	**6.955**	**6.927**	**6.894**
12	7.142	7.096	7.081	7.058	**7.028**
13	7.244	7.202	7.187	7.169	7.141
14	7.335	7.295	7.282	7.267	7.241
15	7.416	7.380	7.367	7.355	7.331
16	7.489	7.455	7.443	7.434	7.411
17	7.556	7.524	7.513	7.505	7.484
18	7.613	7.583	7.573	7.567	7.547
19	7.668	7.640	7.630	7.626	7.608
20	7.717	7.690	7.681	7.678	7.661
Custo (M€)	295.95	281.04	275.76	275.07	275.06

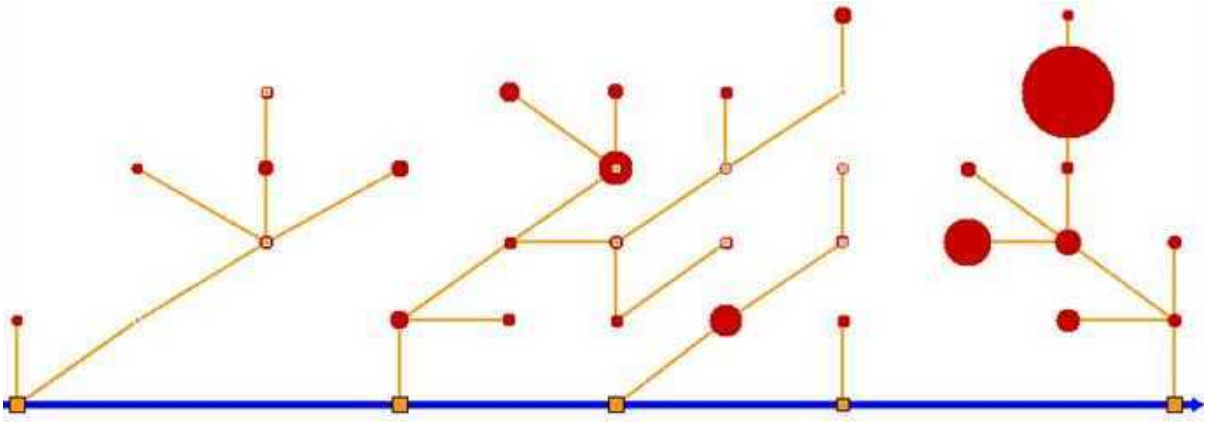
As soluções obtidas são robustas no sentido em que caminham para um custo mínimo esperado da solução que cumpre o OD^{ref} em todos os cenários, tendo em conta a probabilidade de ocorrência de cada um dos cenários. Ao mesmo tempo, a solução caminha para um OD superior, ou pelo menos próximo do OD^{ref} para todos os cenários. Quando mais peso é dado ao termo que contém a penalidade para o OD, ou seja para maiores ω_B, os valores do OD mínimo são maiores e o número de cenários onde não é garantido o OD^{ref} diminui. Em contrapartida o custo da solução aumenta para maiores ω_B. Para a solução com ω_A = 50% e ω_B = 50%, seria de esperar um solução próxima dos cenários intermédios, de caudal 11 e 12 m^3/s, os quais têm também maiores probabilidades de ocorrência. De facto, a solução obtida tem um custo ligeiramente inferior à solução obtida no cenário relativo ao Q_R = 11 m^3/s, ao passo que o OD mínimo está muito perto do OD^{ref} correspondente a esse cenário. A solução obtida pelo modelo de optimização robusta tem adicionalmente a vantagem de ser dimensionada para ficar mais perto do valor óptimo no restante conjunto de cenários.



a) ω_A = 1% e ω_B = 99%



b) ω_A = 50% e ω_B = 50%



c) ω_A = 99% e ω_B = 1%

Figura 4. Configuração das soluções do modelo para diferentes combinações de pesos

É preciso notar que a normalização efectuada não é totalmente eficiente por existirem disparidades entre os dois termos. Como o valor do custo é igual para todos os cenários, existe no somatório do primeiro termo uma maior diferença para os C_s^{ref} do que relativamente ao somatório dos OD_S para os OD_s^{ref} no segundo termo. Além disso, o segundo termo toma um valor igual a zero nos vários cenários em que é garantido o OD^{ref}. O primeiro termo, relativo ao custo, tem por isso um maior impacto na função objectivo. Isto originou o uso de combinações de pesos mais extremas, e explica porque mesmo para os valores mais elevados de ω_B não foi atingido o OD^{ref} em todos os cenários.

No que diz respeito às configurações das soluções, a Figura 4 c) correspondente à solução em que é dado maior peso ao custo, é aquela que mostra uma maior descarga na última ETAR, resultando num menor número de EE. Pelo contrário, a configuração apresentada na Figura 4 a), solução com maior peso no OD, apresenta um maior transporte de águas residuais para as ETAR a montante, mais elevadas, originando a instalação de um maior número de EE. A configuração apresentada na Figura 4b) é uma solução algo intermédia, que apesar de analogias no custo e nível de OD em relação ao cenário com caudal Q_R = 11 m^3/s apresentado na Figura 3 a), apenas tem como semelhanças com esse cenário a descarga inicial e final, e um número semelhante de EE.

5 CONCLUSÃO

O presente artigo descreve uma abordagem robusta para o planeamento de sistemas de drenagem e tratamento de águas residuais a nível regional, tomando em linha de conta a incerteza no caudal do rio que recebe as águas residuais tratadas. Os modelos de optimização para o planeamento deste tipo de sistemas têm focado tipicamente abordagens determinísticas com o objectivo de minimização de custos. Esta abordagem robusta representa uma inovação nessa linha de investigação, através do uso de um modelo de optimização robusta.

A abordagem robusta usada neste estudo é baseada no planeamento através de cenários. Desta forma, foram considerados diversos cenários relativos a valores de caudal que podem ocorrer no futuro. O modelo de optimização robusta proposto permite definir a solução mais próxima das soluções de referência para cada cenário, não só em termos de custo mas também em termos de qualidade de água do rio. O modelo apresentado foi resolvido através de um algoritmo de recozimento simulado complementado por um algoritmo de pesquisa local. A sua aplicação foi ilustrada através dum estudo de caso representando uma situação real, demonstrando a sua potencial utilidade em aplicações a casos reais.

Como linha de investigação futura deverá ser considerada a incerteza noutras variáveis que não podem ser estimadas sem erros, tal como características hidráulicas, custo das componentes do sistema ou populações da região. Por fim, deve dizer-se que a aplicabilidade do modelo de optimização robusta proposto não está restrita ao planeamento regional de sistemas de drenagem e tratamento de águas residuais, podendo a sua aplicação ao planeamento de outro tipo de sistemas ser explorada.

SIMBOLOGIA

S – conjunto dos cenários

N – conjunto dos nós

N_S – conjunto de aglomerados populacionais

N_I – conjunto dos nós intermédios

N_T – conjunto de possíveis ETAR

T– conjunto dos tipos de ETAR

p_s – probabilidade do cenário *s*

ω_A e ω_B – peso imputado a cada termo

C – custos actualizados de instalar, manter e explorar o sistema, na solução a implementar

C_s^{ref} – valor de referência para os custo actualizados de instalar, manter e explorar o sistema,, no cenário *s*

$C_{\max}^{ref}$ e $C_{\min}^{ref}$ – custos máximo e mínimo entre todos os C_s^{ref}

OD_s^{ref} – valor de referência para o OD mínimo no rio, no cenário *s*

OD_s – OD mínimo no rio, no cenário *s*

$OD_s^{\max}$ e $OD_s^{\min}$ – valores máximo e mínimo para o OD mínimo no rio, no cenário *s*

x_{ij} – igual a 1 ou 0 consoante se construa ou não um colector de ligação entre os nós *i* e *j*.

y_{kp}– igual a 1 ou 0 consoante se construa ou não uma estação de tratamento do tipo *p* no nó *k*.

Q_{ij} – caudal no colector de ligação entre os nós *i* e *j*;

QT_k – caudal a processar na estação de tratamento do nó *k*;

C_{ij} – custos actualizados de construir e manter um colector entre os nós *i* e *j*;

C_{kp} – custos actualizados de instalar, manter e explorar uma estação de tratamento do tipo *p* no nó *k*;

QR_i – caudal produzido no nó *i*;

$Q\min_{ij}$ and $Q\max_{ij}$ – caudal mínimo e máximo para o colector de ligação entre os nós *i* e *j*;

$QT\max_{kp}$ – caudal máximo a processar na estação de tratamento do tipo *p* no nó *k*;

L_{ij} – comprimento do colector de ligação entre os nós *i* e *j*;

Q_R – caudal no rio

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio recebido da Fundação para a Ciência e a Tecnologia através do financiamento do SFRH/BD/31080/2006.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Afonso, P.M., Cunha, M.C. (2007). Robust optimal design of activated sludge bioreactors. *Journal of Environmental engineering* 133(1), 44-52.

Cunha, M.C., Pinheiro, L., Zeferino, J., Antunes, A., Afonso, P. (2009). Optimization model for integrated regional wastewater systems planning. ASCE, *Journal of Water Resources Planning and Management* 135(1), 23-33.

Cunha, M.C., Sousa, J. (2010). Robust design of water distribution networks for a proactive risk managenment. ASCE, *Journal of Water Resources Planning and Management* 136(2), 227-236.

Dembo, R.S. (1991). Scenario optimization. *Annals of Operations Research* 30, 63-80

Dowsland, K. (1993). Simulated annealing. *Modern Heuristic Techniques for Combinatorial Problems*. Ed. Reeves, C., John Wiley & Sons, 20–69, New York.

Kirkpatrick, S., Gellatt, C., Vecchi, M. (1983). Optimization by simulated annealing. *Science* 220(4598), 671–80.

Mulvey, J.M., Vanderbei, R.J., Zenios, S.A. (1995). Robust optimization of large-scale systems. *Operations Research* 43, 264–281.

Ricciardi, K.L., Pinder, G.F., Karatzas, G.P. (2007). Efficient groundwater remediation system design subject to uncertainty using robust optimization. ASCE, *Journal of water resources planning and management* 133(3), 253-263.

Rosenberg, D. E., Lund, J. R. (2009). Modeling Integrated Decisions for a Municipal Water System with Recourse and Uncertainties: Amman, Jordan. *Water Resources Management* 23(1), 85-115.

Sousa, J., Ribeiro, A., Cunha, M. C., Antunes, A. (2002). An optimization approach to waste water systems planning at regional level. *Journal of Hydroinformatics* 4(2), 115–123.

UN - United Nations (2005) *UN millennium development goals*. http://www.un.org/millenniumgoals/ (Acedido a 11 de Agosto de 2010).

Zeferino, J.A., Antunes, A.P., Cunha, M.C. (2009). An efficient simulated annealing algorithm for regional wastewater system planning. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* 24(5), 359-370.

Zeferino, J.A., Antunes, A.P., Cunha, M.C. (2010). Multi-objective model for regional wastewater systems planning, *Civil Engineering and Environmental Systems* 27(2), 95–106.

TARIFA ADEQUADA: EFICIÊNCIA EMPRESARIAL E JUSTIÇA SOCIAL

Alexandre C. DE HOLANDA PORTELA (1); Álvaro J. MENEZES DA COSTA (2); Ângela BARBOSA OMENA (3); Hélder PESSOA NUNES (4); Maria de Fátima A. CASTRO (5); Moisés VIEIRA DA ROCHA NETO (6); Samuel LEITE DE OLIVEIRA (7); Sebastião C. DAVIM (8)

Palavras – chave: Arrecadação; Eficiência; Faturamento; Perdas; Social; Tarifa

RESUMO

A CASAL – Companhia de Saneamento de Alagoas, empresa estadual pública, atua em 77 municípios, atende a 87% da população do estado com água e 17% com esgotamento sanitário. Tem sede em Maceió, capital do estado, no Nordeste brasileiro, entre Pernambuco e Sergipe. Em 2007, com a difícil situação financeira, priorizou-se um Programa de Revitalização da Área Comercial com 10 projetos, para reduzir perdas e aumentar a arrecadação com recuperação de clientes. Um deles foi a adequação tarifária para atualizar a tabela de tarifas sem causar perda de faturamento e de clientes. A categoria de clientes RESIDENCIAL tinha 74,6% do total e havia uma fuga crescente de clientes para outras fontes de abastecimento, em função da exponencialidade da curva tarifária que crescia unitariamente. Por outro lado, 68% dos clientes tinham média de 0 – 10 m³/mês, faixa mínima, remunerando mal a Companhia e, de certa forma, causando injustiça social, já que, alguns clientes na faixa acima têm elevado poder aquisitivo, enquanto outros são baixa renda, submetidos na época a mesma regra tarifária. A metodologia utilizada confrontou custo de serviços e receitas operacionais, substituiu a curva exponencial por faixas de consumos lineares pré-definidas, com tarifas suavizadas, sem perdas no faturamento, mantendo-se a formatação atual de tarifa mínima e de excesso para as demais estudando 6 propostas.

(1) Engenheiro Civil;Chefe de Gabinete da Diretoria da Presidência;portelacavalcanti@bol.com.br; +55xx(82)33153103
(2) Engenheiro Civil;Vice-presidente de Gestão Operacional(VGO);ajmcsh@gmail.com; +55xx(82)33153049
(3) Engenheira Civil;Sup. de Logística;abo@casal.al.gov.br; +55xx(82)33153054
(4) Economista;Assessor da Vice-presidência de Gestão Corporativa;heldernunes@casal.al.gov.br; +55xx(82)33153070
(5) Engenheira Civil;Gerente Comercial Metropolitana;fatimaacioly@casal.al.gov.br;+55xx(82)33151484
(6) Engenheiro Civil;Assessor de Negócios da VGO;moises.vieira@casal.al.gov.br;+55xx(82)33153049
(7) Economista;Sup. de Negócios;samueleite@zipmail.com.br;+55xx(82)33158602
(8) Engenheiro Civil;Gerente de Planejamento;sccdavim@ibest.com.br; +55xx(82)33153106
CASAL-Companhia de Saneamento de Alagoas; Rua Barão de Atalaia, 200, Centro, CEP:57.020-510;Maceió-Alagoas;Fax:+55xx(82)33153083

1.CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A CASAL – Companhia de Saneamento de Alagoas, possuía uma estrutura tarifária que se pautava por categorias de clientes enquadrados como: Residenciais, Comerciais, Públicos e Industriais, cujos percentuais de participação no mercado do estado de Alagoas, podem ser visualizados no gráfico abaixo (figura 1 – Distribuição das categorias de clientes no mercado da CASAL). Um dos maiores problemas da equipe responsável pela revisão da estrutura tarifária foi estudar a curva exponencial, implantada desde 1972 para a categoria de clientes residencial e que representava um fator de afastamento e fuga de clientes, pois, o consumo crescia unitariamente.

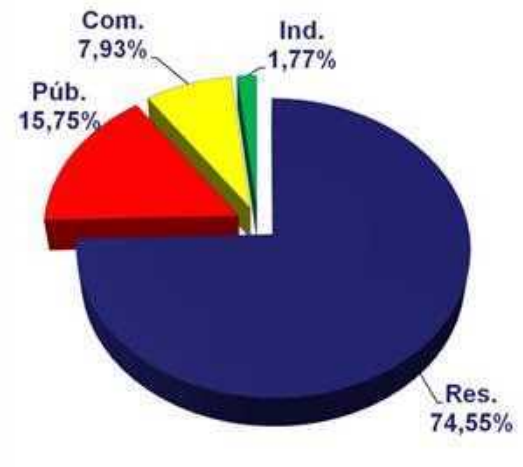


Figura 1 – Distribuição das categorias de clientes no mercado da CASAL

O perfil de clientes pode ser visto na Figura 2 – Faixas de consumo, onde se visualiza a quantidade de clientes que se situam na faixa de consumo de 0 – 10m^3/mês e que remuneram a Companhia pelo consumo mínimo de cada categoria, num montante aproximado de 240.000 economias (cerca de 1.200.000 habitantes abastecidos com água tratada), cujo universo representa 68,0% de clientes da mesma, no Estado de Alagoas e não gera retorno financeiro, mas sim, um pequeno prejuízo mensal que foi corrigido com a nova estrutura tarifária.

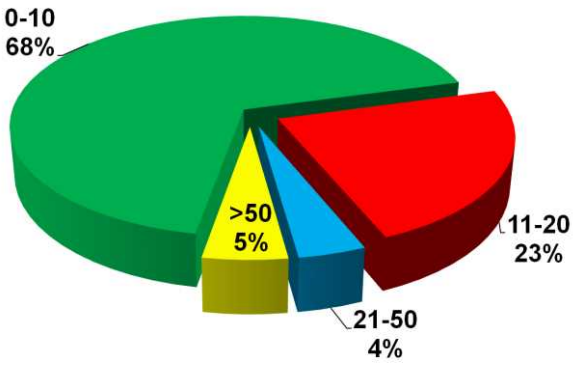


Figura 2 – Perfil de consumo.

Ressalte-se que a média dos custos de produção era de R$ 1,51/m^3, enquanto que na categoria RESIDENCIAL, a Companhia, vende seu produto por R$ 1,50/m^3 e na tarifa social, por apenas R$ 1,00/m^3. Historicamente se praticava a correção de distorções financeiras apenas pelo reajuste tarifário, o qual, quando aplicado de forma linear ou quando acentuado para os maiores consumos, vinha fomentando a evasão de receitas provocada pela migração de clientes para faixas inferiores e pela saída total ou parcial de grandes clientes em busca de fontes alternativas de abastecimento d'água, notadamente no segmento de poços tubulares, que não obstante a existência de legislação específica, a mesma não está sendo observada em sua plenitude. O ambiente institucional era o que segue na Figura 3.



Figura 3 – Ambiente institucional no Estado

A representatividade da categoria RESIDENCIAL na formação do faturamento ensejou o direcionamento da Comissão na formulação da adequação tarifária para essa categoria, em função da inexpressiva participação das demais categorias na composição da receita operacional direta. Entretanto, o trabalho que resultou na nova estrutura tarifária também fez com que outros problemas fossem enfrentados, como por exemplo, a questão da tarifa social e de uma tarifa filantrópica, além da tarifa para carro-pipa e água não tratada.

A manutenção do controle sobre os custos operacionais e outras despesas que se configuram na gestão da empresa, também foi avaliada, de modo que se tivesse sempre em mente que a adequação tarifária visava estabelecer critérios para melhor atuação no mercado e para fidelização de clientes. Saliente-se também, que a Companhia, mesmo imbuída do propósito da manutenção da política de estabilização dos preços públicos, vê-se compelida a arcar com custos nos seus sistemas produtores muitos superiores aos índices inflacionários do País, a exemplo, na época, de: energia elétrica (maior insumo no processo de produção de água e coleta de esgotos) = 7,01%; telefonia (móvel e fixa) = 7,99%; materiais (manutenção e operação) = 5,41%. Observa-se na equação tarifária, que não

foram contemplados valores nem para investimentos, tampouco para remuneração do investimento reconhecido. O crescimento das despesas guarda correlação diretamente proporcional com os volumes produzidos e em especial ao reajuste de custos acima referenciados, necessários para os serviços de fornecimento d'água e coleta de esgotos sanitários.

2.ANTECEDENTES ANALISADOS

Como se tratou de uma modificação da estrutura tarifária existente desde 1972, é conveniente apresentar alguns elementos que compunham aquela estrutura, para que se compreenda melhor o trabalho feito. Assim, o grupo responsável pelos estudos e proposição, analisou situações e condições como:

a) Equação tarifária - $\sum CS = \sum RO$, onde:

CS – Custo do Serviço

RO – Receita Operacional

Sendo:

CS = DEX + DPA + SD + RI, onde:

DEX – Despesa de Exploração, composta pelas parcelas de pessoal, material, serviços de terceiros, gerais e fiscais.

DPA – Depreciação, Provisão e Amortização.

SD – Serviço da Dívida, composto por DMLP (Dívida de Médio e Longo Prazo) e custos financeiros.

Pela apuração dos dados do sistema comercial e financeiro da CASAL, usando a equação acima, havia um déficit de aproximadamente R$ 2,8 milhões por mês.

b) Equações de determinação dos valores de consumos mensais:

Cm R = [c x K1 x P1 + (c – n x f) K2 P2] x K, onde:

Cm R = conta mensal da categoria residencial

n = número de economias

f = consumo mínimo ($10m^3$/economia x mês)

c = consumo

K1 = 0,9 + (n x f)/10c e K2 = 1,8 – (n x f)/c

P1 = tarifa mínima = R$ 1,50 e P2 = tarifa excedente = R$ 1,53

K = 1,00 (sem esgoto); 1,30 (esgoto condominial); 1,60 (esgoto para imóveis situados no interior do Estado) e 1,80 (esgoto convencional).

Comercial: Cm C = [n x f x TMC + (c – n x f) x TEC] x K

Industrial: Cm I = [n x f x TMI + (c – n x f) x TEI] x K

Pública: Cm P = [n x f x TMP + (c – n x f) x TEP] x K onde:

Cm C = conta mensal da categoria comercial

Cm I = conta mensal da categoria industrial

Cm P = conta mensal da categoria pública

n = número de economias

f = consumo mínimo ($10m^3$/economia x mês)

c = consumo

K = coeficiente referente ao tipo de cliente do esgoto (1,0 – 1,3 – 1,6 – 1,8)

TMC (tarifa mínima comercial) = R$ 3,47

TEC (tarifa de excesso comercial) = R$ 5,99

TMI (tarifa mínima industrial) = R$ 3,89

TEI (tarifa de excesso industrial) = R$ 7,74

TMP (tarifa mínima pública) = R$ 3,16

TEP (tarifa de excesso pública) = R$ 8,83

Observa-se que as equações acima eram estruturas complexas, tanto para a operação do sistema comercial como para explicar aos clientes, principalmente, quando se tem, no CDC – Código de Defesa do Consumidor, exigências legais que obrigam os prestadores de serviços a prestar contas diretamente a cada cliente por sua forma de cobrar pelos serviços prestados. Com as equações acima e tarifas praticadas, tinha-se o gráfico abaixo, figura 1, para as categorias de clientes atendidas pela CASAL.

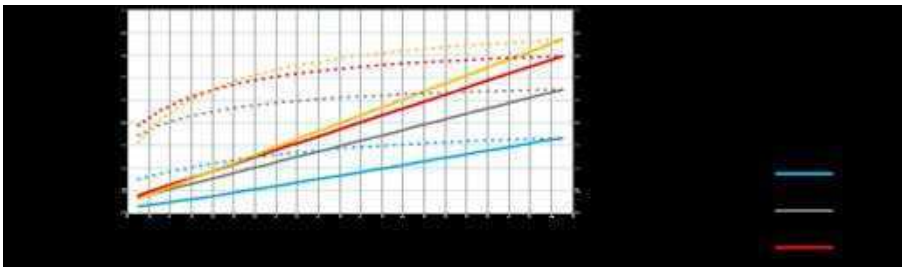


Figura 4 – Gráfico de tarifas por categoria de clientes

3.PROJETO DE ADEQUAÇÃO TARIFÁRIA

A equipe responsável pela elaboração do projeto para a definição da nova estrutura tarifária da CASAL, após as análises e aplicando a metodologia acima apresentada, chegou a algumas propostas. A premissa básica foi estabelecer uma nova forma de aplicação de tarifas, para apuração mensal dos valores de cada conta de modo que não se perdesse em faturamento. Assim, tem-se uma estrutura que se baseou em patamares de consumos por faixas, apenas para a categoria residencial. Para as demais categorias, foi adotada uma regra de tarifa mínima, até 10 m³/mês e uma tarifa excedente única.

VOLUME (m³)		VALOR (R$)
0 – 10	-	1,92
11 - 15	-	3,66
16 - 20	-	4,23
21- 30	-	4,51
31 - 40	-	4,66
41 - 50	-	4,72
51 - 90	-	4,75

91 -150	-	4,79
> 150	-	4,80

Figura 5 - Valores vigentes a partir de março de 2009.

Como o projeto se dedicou a corrigir as distorções a partir da tarifa para a categoria residencial, as demais formas serão tratadas na conclusão. As propostas apresentadas estão resumidas na tabela abaixo e demonstram que houve um grau elevado de risco e sentimento de retorno do mercado para as novas tarifas, ou melhor, além dos novos valores, a existência de uma nova sistemática de apuração do valor mensal. As propostas foram submetidas à Diretoria da CASAL e ao Conselho de Administração, que submeteu à aprovação do Governador do Estado, representante dos acionistas.

Item	Reajuste %	Forma de aplicação	Resultado
Proposta 1	210,0	Linear	Equilíbrio financeiro imediato
Proposta 2	21,3	Linear	Equilíbrio financeiro em junho de 2008
Proposta 3	16,0	20% mínima 5% excedente	Déficit de R$ 8,4 milhões em junho de 2008
Proposta 4	**17,4**	**20% mínima** **10% excedente**	**Déficit de R$ 5,8 milhões em junho de 2008**
Proposta 5	5,0	Linear	Déficit de R$ 25,5 milhões em junho de 2008

Proposta 6	13,9	Linear	Déficit de R$ 13 milhões em junho de 2008

Figura 6 – Tabela de propostas

Todas as propostas tinham como objetivo geral, a redução do déficit financeiro para forçar o exercício da aplicação de uma nova metodologia, onde se estabelecesse o real vínculo gerencial com foco no desenvolvimento empresarial e no amplo atendimento aos clientes atuais e, se facilitasse a busca de novos clientes ou a recuperação da carteira perdida. Assim, olhando a forma de aplicação e os resultados que uma das propostas mostrava, é possível verificar que algumas delas não passaram de meros testes de hipóteses, já que, seriam inaplicáveis. Cada uma das propostas seguiu também acompanhada de medidas paralelas gerenciais, que deveriam ser adotadas para viabilizar o alcance do resultado calculado. Desta forma, a CASAL e seu corpo gerencial deveriam trabalhar também em atividades como:

1. A ampliação do mínimo na tarifa social de 10 m3/mês para 20 m³/mês, de modo que se garantisse ao cliente desta categoria maior folga na utilização de seu consumo mínimo. A conceituação desta modalidade se manteve em 50% da tarifa normal e 30% de taxa de esgoto;

2. Implantação de tarifa filantrópica para atender as entidades comprovadamente de assistência social, aplicando-se uma tarifa igual a 40% da tarifa residencial normal;

3. Negociações especiais com o poder público estadual e municipal para estabelecimento de contratos de demanda e condições especiais de pagamento, de modo que se estabelecesse a adimplência nesta categoria de clientes;

4. Incentivo à implantação de medição individualizada em apartamentos;

5. Formalização de contratos de demanda com hotéis e pousadas turísticas.

4.RESULTADOS OBTIDOS

A proposta aprovada pela Diretoria da empresa e pelas instâncias superiores foi a PROPOSTA 4, identificada na figura 6. Como primeiro resultado, pode-se destacar a implantação da nova tabela de estrutura tarifária por patamares para a categoria residencial e, com duas faixas de aplicação para os clientes público, comercial e industrial, além das faixas estabelecidas para a tarifa social. Desta forma, a CASAL pratica hoje a seguinte tabela de tarifas:

CATEGORIA	FAIXAS	TARIFA (R$/m³)

ÁGUA	RESIDENCIAL	Até 10m³	1,92
		Excedente (m³):	
		11 – 15	3,66
		16 – 20	4,23
		21 – 30	4,51
		31 – 40	4,66
		41 – 50	4,72
		51 – 90	4,75
		91 – 150	4,79
		> 150	4,80
	COMERCIAL	Até 10m³	4,43
		Excedente	7,02
	INDUSTRIAL	Até 10m³	4,97
		Excedente	9,06
	PÚBLICA	Até 10m³	4,04
		Excedente	10,34
	TARIFA SOCIAL	Até 10m³	0,96 (50% TMR)
		Excedente(m³)	
		11 – 15	1,83 (50% TR da faixa)

		16 – 20	2,12 (50% TR da faixa)
		>20	Aplicar a tarifa residencial da faixa
	ÁGUA BRUTA	Até 10m³	1,06
		Excedente	3,51 (50%xTEC)
	CARRO PIPA	Qualquer consumo	4,43 = (TMC)
	FILANTRÓPICA	Até 10m	0,77 = (40,0% x TMR)
		Excedente	Igual a tarifa residencial da faixa
ESGÔTO	TODAS	30, 60 OU 80% sobre o valor da água	

Figura 7 – Tabela final da estrutura tarifária da CASAL, em vigor desde março de 2009

Os resultados financeiros foram relevantes, como pode ser visto na apreciação dos dados empresariais de junho de 2010. A seguir, têm-se alguns quadros que demonstram os resultados por Unidades de Negócios e no total.

Casal

DEMONSTRATIVO DE RECEITA E DESPESAS POR UNIDADES DE NEGÓCIO

	RECEITA OPERACIONAL (R$)			ARREC	IND. ARR.	CUSTO IND.	D. O . M.	CUSTO SERV.	RES. ECON.	REC. POR	CUST.SERV.	RES. LÍQUIDO	No. Ligação.
			TOTAL	(R$)	%	(R$)	(R$)	(R$)	%	m3	POR m3	%	por Empreg.
GERÊNCIA	ÁGUA	ESGOTO	(A)	(B)	(B/A)x100	(E)	(D)	(C)	(A/B-1)x100	(R$/m3)	(R$/m3)	(B/C-1)x100	unid.
UN SERTÃO	682.578	18.088,52	700.667	668.698,95	95,44	589.706,13	596.899,01	1.186.605,14	(40,95)	2,18807	3,70557	(43,65)	216
UN AGRESTE	2.439.483,55	0,00	2.439.484	2.031.801,76	83,29	1.850.272,64	909.639,82	2.759.912,46	(11,61)	2,82478	2,96855	(26,38)	586
UN SERRANA	871.379,91	0,00	871.380	728.412,85	83,59	604.311,17	350.617,54	954.928,71	(8,75)	2,48958	2,72828	(23,72)	343
UN LESTE	1.405.497,57	36.487,14	1.441.985	1.278.569,06	88,67	1.118.197,21	488.337,36	1.606.534,57	(10,24)	2,34846	2,61645	(20,41)	347
UN B. LEITEIRA	979.447,33	0,00	979.447	887.136,34	90,58	795.216,24	642.017,82	1.437.234,06	(31,85)	2,25899	3,31630	(36,27)	357
UN B. BENTES	1.824.574,80	169.691,39	1.994.266	1.568.300,28	78,64	1.026.851,81	1.098.000,40	2.124.852,21	(6,15)	2,91532	3,10622	(26,19)	729
UN FAROL	3.397.499,51	230.044,95	3.627.544	2.575.521,31	71,00	1.058.004,68	1.029.457,26	2.087.461,94	73,78	3,54889	2,04220	23,38	463
UN JARAGUÁ	3.909.314,57	1.708.345,89	5.617.660	4.977.471,15	88,60	724.389,47	1.747.870,94	2.472.260,41	127,23	4,30131	1,89285	101,33	544
TOTAL	15.509.775,41	2.162.657,89	17.672.433	14.715.911,70	83,27	7.766.949,34	6.862.840,15	14.629.789,49	20,80	3,12273	2,58509	0,59	425

Figura 8 – Demonstrativo de resultados em junho de 2010

Pela figura 8, acima, se atesta que não só o ajuste tarifário trouxe ganhos, como as medidas gerenciais vem sendo muito importantes para a consolidação do resultado empresarial que a CASAL deve apresentar. **A receita operacional em junho de 2010 superou o custo dos serviços em R$ 3,04 milhões.**

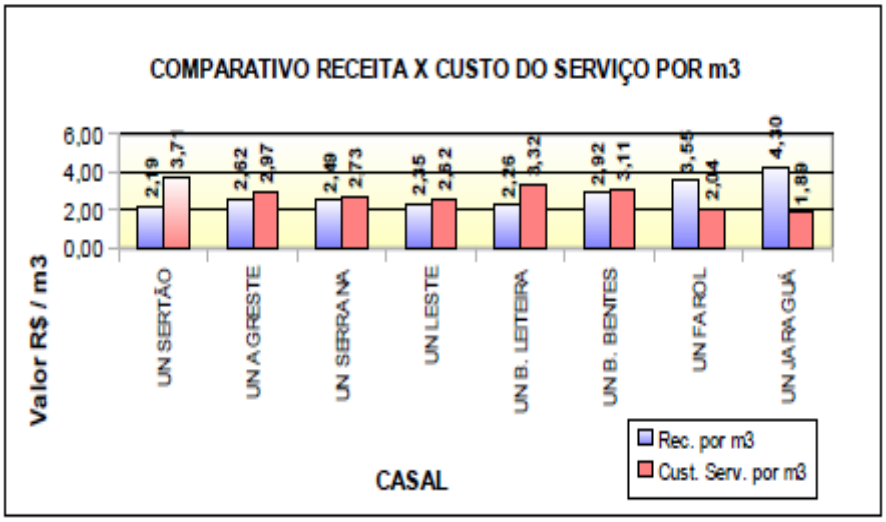


Figura 9 – Demonstrativo de resultados por m³

A figura 9 traz importante visualização dos resultados por m³, tanto para a receita quanto para o custo do serviço. As Unidades de Negócios do Farol e de Jaraguá estão localizadas em Maceió, onde estão a maior quantidade de ligações e os maiores clientes.

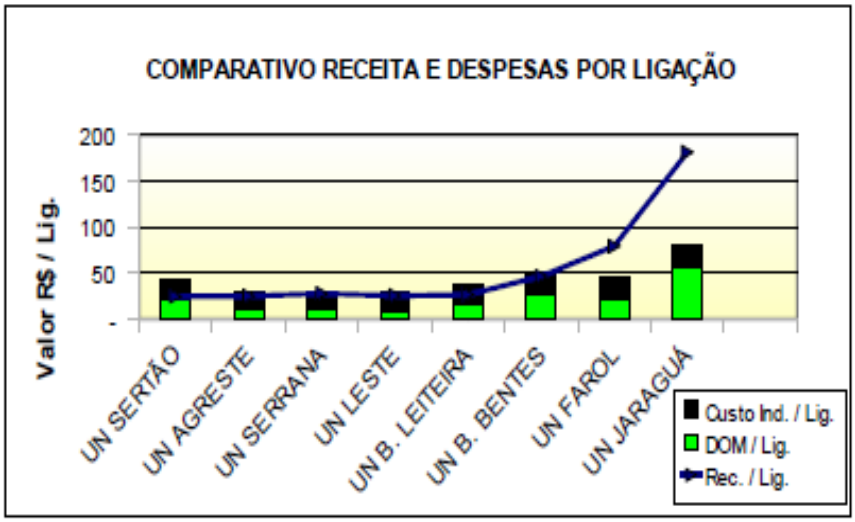


Figura 10 – Demonstrativo de resultados por ligação

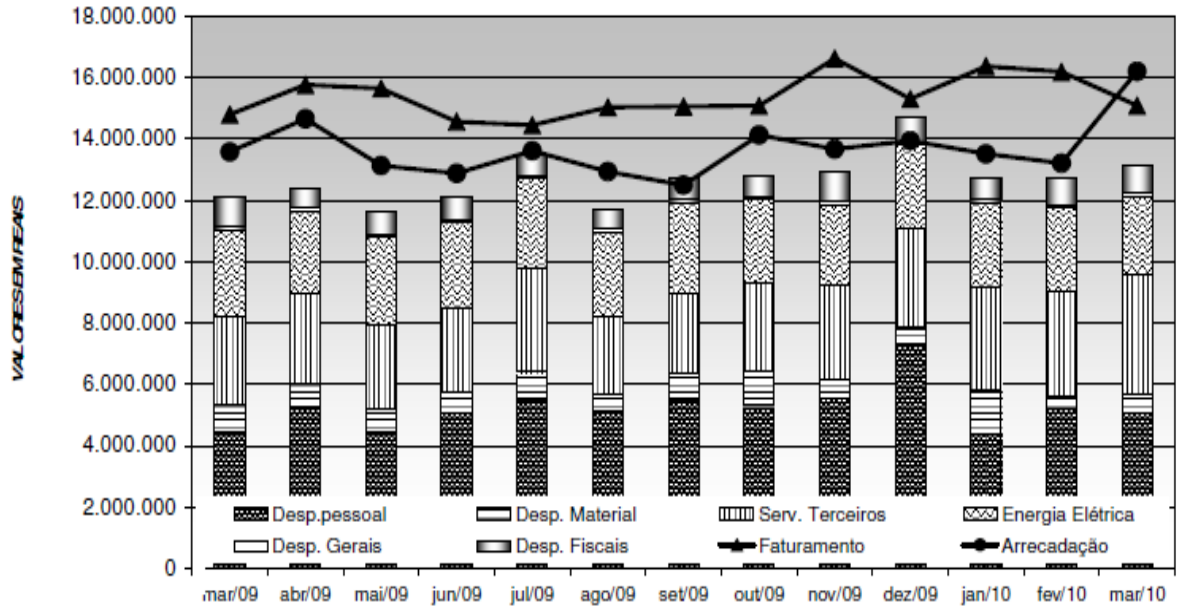


Figura 11 – Demonstrativo de resultado anual até março de 2010

5.AGRADECIMENTOS

Os agradecimentos são dirigidos em primeiro lugar ao grupo de trabalho que, corajosamente, rompeu paradigmas que estavam sedimentados não em uma zona de conforto, mas, antes de tudo, em uma zona de paralisia gerencial e técnica que prevalecia na CASAL. Eles tiveram coragem de enfrentar visões internas negativas e provar que, quando se busca a vitória com fé, tudo é possível.

Devem ser prestados agradecimentos também ao presidente da CASAL, Eng. Civil Jessé Motta de Carvalho Filho pelo apoio, incentivo e confiança demonstrados desde o início dos trabalhos e ao Secretário de Infraestrutura do Estado de Alagoas, na época, o Adm. Marco Fireman.

6.REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

a. Estrutura Tarifária da COMPESA – Companhia Pernambucana de Saneamento.

Trabalho desenvolvido em 2004 pela área comercial e de planejamento da empresa. Recife, Pernambuco, Brasil.

b. Código de Defesa do Consumidor, Lei n.º8.078, de 11 de setembro de 1990.

c. Lei 11.445/2007 – Lei Nacional de Saneamento.

d. Livro

Alceu de Castro Galvão Junior, Marfisa Maria Ferreira Ximenes (2007). Regulação – Controle Social da Prestação dos Serviços de Água e Esgoto. Fortaleza – Ceará – Brasil. Realização ABAR e Governo do Estado do Ceará.

e. Relatórios

Relatórios Empresarial de junho de 2010 da CASAL/GEPLAN e Relatório Gerencial da CASAL/GEPLAN de março de 2009.

TRATAMENTO DE ÁGUAS CONTAMINADAS COM CRÓMIO HEXAVALENTE POR ADSORÇÃO EM ALGAS MARINHAS

José Alexandre Borges VALLE[1]; Selene Maria Arruda GUELLI ULSON DE SOUZA[2]; Antônio Augusto ULSON DE SOUZA[2]; Eduardo Alberto BORGES DA SILVA[3]; Cidália BOTELHO[3]; Vitor VILAR[3]; Rui BOAVENTURA[3]

1-Departamento de Engenharia Química, Universidade Regional de Blumenau, Santa Catarina, Blumenau(SC), Brasil – alex@furb.br

2- Departamento de Engenharia Química e de Engenharia de Alimentos, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis(SC), Brasil

3-LSRE-Laboratório de Processos de Separação e Reacção (Laboratório Associado LSRE/LCM)

Departamento de Engenharia Química, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Rua Dr. Roberto Frias, 4200-465 Porto, Portugal

Resumo: A solução do problema de contaminação de águas por metais tóxicos resultantes de atividades produtivas é um grande desafio, a biossorção pode ser uma alternativa para remediação deste tipo de poluição. O objetivo deste trabalho foi avaliar a viabilidade do tratamento de águas contaminadas com crómio hexavalente por processos combinados de redução/adsorção em algas marinhas. A biomassa utilizada como adsorvente foi alga castanha *Pelvetia canaliculata,* disponível na costa norte de Portugal. Esta foi lavada, protonada e seca a 45°C para a realização dos ensaios. Inicialmente, foram realizados estudos cinéticos (10 mg Cr(VI)/L) com concentrações de alga de 0,5; 1; 2; e 4 g/L. Para uma concentração de 2 g de alga por litro, estudou-se o efeito do pH na cinética de redução de Cr(VI) a Cr(III). A taxa de remoção de Cr(VI) diminuiu com o aumento do valor de pH. Em todos os valores de pH estudados, o metal Cr(VI) foi completamente removido da solução aquosa. O tempo de contato requerido para a completa remoção do Cr(VI) variou de 2 a 400 h dependendo do pH da solução. Para menores valores de pH, a remoção foi mais rápida e ocorreu uma maior libertação de compostos orgânicos da superfície do biossorvente para o meio.

Palavras-chave: crómio hexavalente, crómio trivalente, biossorção, algas marinhas, cinética e matéria orgânica.

1 INTRODUÇÃO

A poluição do planeta vem causando consequências extremamente graves no meio ambiente, fazendo com que a preocupação com a questão ambiental seja um dos temas prioritários de políticas governamentais e de institutos de pesquisa e desenvolvimento. Muitas investigações estão sendo direcionadas ao impacto da poluição na biosfera, e sua mitigação, buscando novos processos baseados em tecnologias mais limpas, com menor geração de resíduos (Murphy et al., 2007).

Dos diversos métodos de tratamento de efluentes para a remoção de metais tóxicos, como troca iónica, separação por membranas, precipitação, entre outros, a adsorção tem sido considerada como um dos mais efectivos, principalmente quando a concentração dos metais no meio é baixa. Esta técnica tem sido largamente utilizado para remoção de metais tóxicos.

Uma das tecnologias mais recentes para o tratamento de efluentes e que vem apresentando bons resultados económicos e ecológicos, é o processo da biossorção, que emprega biomateriais na remoção, sendo os mais utilizados aqueles que se apresentam em abundância, baixo custo e eficiência (Yang e Chen, 2007). Em particular, pode-se mencionar as algas marinhas castanhas.

A biossorção de metais tóxicos utilizando algas como biosorvente tem sido atribuída principalmente aos grupos carboxílicos do ácido algínico e sulfonas do fucoidan presentes na estrutura celular, onde a atração eletrostática e a complexação podem ocorrer (Davis et al., 2003). Na Figura 1 apresenta-se a alga ***Pelvetia canaliculata*** usada como biossorvente no presente trabalho.



Figura 1 – Alga marinha ***Pelvetia canaliculata.***

Dentre os metais tóxicos, o crómio e seus compostos são muito utilizados nas indústrias de galvanização, de curtume, têxteis e de refino de petróleo. Por isso, o efluente destas indústrias normalmente contém Cr(VI) e Cr(III) em concentrações que variam de dez a centenas de mg/L (Kratochvil et al., 1998). O crómio hexavalente é considerado a forma mais tóxica e um agente cancerígeno, enquanto o trivalente é menos tóxico e é considerado

essencial para o bom funcionamento dos organismos vivos (Park et al., 2005). Esta diferença é determinante na definição dos limites aceitáveis de crómio nos efluentes, sendo então muito mais restritivos para o Cr(VI). A descarga de Cr(VI) nas águas de superfície é regulamentada pela U.S. EPA – *United States Enveronmental Protection Agency* – que estabelece valores abaixo de 0,05 mg/L, enquanto que para o Cr total estabelece valores abaixo de 2 mg/L. Portanto, a remoção do Cr(VI) é fundamental para atender os níveis de descarga.

Segundo Park et al.(2005), o Cr (VI) pode ser removido por redução directa ou indirecta. No mecanismo de redução directa, a forma hexavalente do metal é reduzida a crómio (III) em solução pelo contacto com grupos doadores de electrões do biomaterial. Neste caso o crómio na forma trivalente permanece na fase líquida ou então, dependendo das condições do meio, forma complexos com os biomateriais.

No outro mecanismo, a remoção consiste em três passos:

(i) ligação do crómio (VI) aniónico aos grupos positivos presentes nos biomateriais,

(ii) redução de crómio (VI) a crómio (III) por grupos doadores de electrões adjacentes,

(iii) libertação do crómio (III) em solução devido a repulsão electrónica entre os grupos carregados positivamente e o crómio (III) ou a sua complexação com grupos adjacentes .

O objetivo deste trabalho foi investigar a remoção de crómio hexavalente de águas contaminadas, e o efeito de alguns parâmetros de operação, tais como pH e concentração do material biosorvente (alga marinha *Pelvetia Canaliculata*) neste processo de remediação.

2 METODOLOGIA

Preparação do Biossorvente

A alga castanha *Pelvetia canaliculata* foi recolhida na costa norte de Portugal (Praia Norte em Viana do Castelo). A biomassa foi lavada com água da rede de abastecimento público e água destilada, visando remover o excesso de sal e impurezas. Posteriormente, o material foi seco a 45ºC em estufa.

As partículas de alga, com diâmetro de 1 a 2 mm, foram protonadas com ácido nítrico 0,2 M, numa concentração de 10 g de alga seca por litro de ácido, em duas etapas. Primeiramente as partículas foram mantidas sob agitação constante por aproximadamente 15 horas. Em seguida, uma nova solução de ácido foi empregada e as algas foram deixadas durante mais 11 horas sob as mesmas condições. As algas foram enxaguadas através de agitação mecânica, até o pH atingir valores proximos a 4 e foram secas em estufa a 45ºC durante 42 horas.

Ensaios de Remoção do Crómio(VI)

Os ensaios para remoção de crómio foram realizados em matrazes de 100 mL agitados orbitalmente a 170 rpm, com excepção dos ensaios a pH 3,3 e 4,0 que foram realizados em reator encamisado com agitação mecânica. Todos os ensaios foram realizados a temperatura constante de 23 ºC. As soluções de Cr(VI) foram preparadas dissolvendo cromato de potássio (K_2CrO_4) em água destilada.

Os ensaios para avaliação da melhor razão sólido/líquido foram realizados para as concentrações de 0,5; 1; 2 e 4 g de alga/L em solução 10 mg de Cr(VI)/L. O efeito do pH foi avaliado em condições de pH de 1,2; 1,8; 2,2; 2,6; 3.3 e 4,0. Para os pH 3,3 e 4,0 foi realizado um controle do pH durante o ensaio.

Análise do Crómio

Um método colorimétrico foi utilizado para medir a concentração de Cr(VI) em solução, conforme descrito em literatura especializada (Clesceri et al., 1998). O complexo rosa formado pela difenilcarbazida e o metal Cr(VI) em meio ácido foi analisado por espectrofotometricamente usando um comprimento de onda de 540 nm. Por sua vez, a concentração de Cr total em amostras líquidas foi obtida por espectrofotometria de absorção atómica (GBC 932 Plus). A concentração do Cr trivalente foi determinada pela diferença entre o Cr total e a sua forma hexavalente.

A determinação do Carbono Orgânico Total foi efectuada usando um analisador Shimadzu TOC-V_{CSN}.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Redução do Cr(VI) a Cr(III)

A remoção do cromo hexavalente é um processo complicado, que envolve redução, formação de complexos na superfície e permuta iónica (Park et al. ,2005).

O Cr(VI) em solução aquosa aparece sob as formas de $Cr_2O_7^-$, $HCrO_4^-$, e $Cr_2O_4^-$, dependendo do valor do pH da solução. De acordo com a especiação do Cr(VI) em função do pH, o anião de Cr(VI) presente na solução, em todos os ensaios realizados neste trabalho, foi o $HCrO_4^-$ (Dionex, 1996).

Foi verificado o efeito da concentração de alga e do valor de pH da solução sobre a remoção do Cr(VI) pela alga *Pelvetia canaliculata*. A concentração de Cr(VI) diminuiu gradualmente e a concentração de Cr(III), que inicialmente era nula, aumentou nos instantes

iniciais conforme Figura 2. Estes resultados indicam que ocorreu uma redução do Cr(VI) a Cr(III) em presença da biomassa, semelhantes aos obtidos por Park et al., 2004 e 2005.

Durante o processo de redução do Cr(VI) hidrogeniões e electrões são consumidos conforme a reação (1).

$$HCr_2O_4^- + 7H^+ + 3e^- \rightarrow Cr^{3+} + 4H_2O \qquad (1)$$

Segundo Yang e Chen (2008), o anião de Cr(VI) ($HCrO_4^-$) pode oxidar os grupos álcoois secundários do biosorvente, reduzindo-se ao catião Cr(III). O catião Cr(III) formado pela reacção redox também pode permutar com os hidrogeniões presentes no grupo carboxilo do biosorvente.

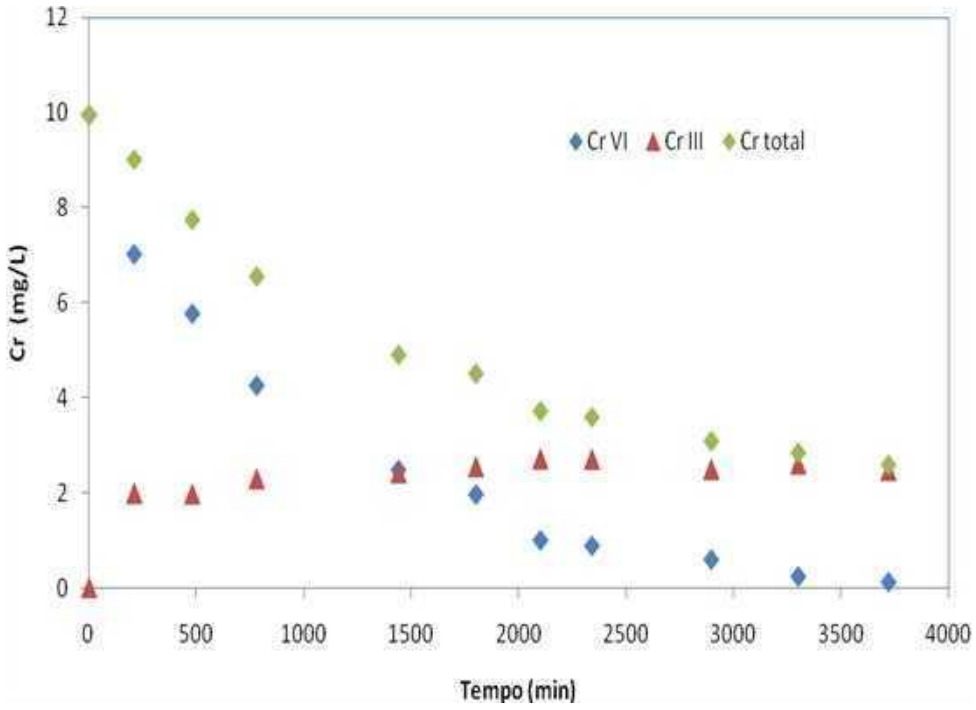


Figura 2 – Cinética de remoção de Cr total e de Cr(VI) e de produção de Cr(III). Condições: pH 2,6; concentração de biossorvente: 2 g/L; e concentração inicial de Cr(VI) de 10 mg/L.

Efeito da concentração de biosorvente

Na Figura 3 apresenta-se a variação da concentração de Cr(VI) em função do tempo, quando diferentes quantidades de biomassa adsorvente são empregadas no sistema, contendo inicialmente 10 mg de Cr(VI)/L. Pode-se observar que há um aumento da taxa de remoção de Cr(VI) com o aumento da concentração de biomassa e, portanto, o tempo de contato requerido para a remoção do Cr(VI) diminui. Este mesmo efeito foi encontrado por Park et al. (2005) na biossorção de crómio com fungo.

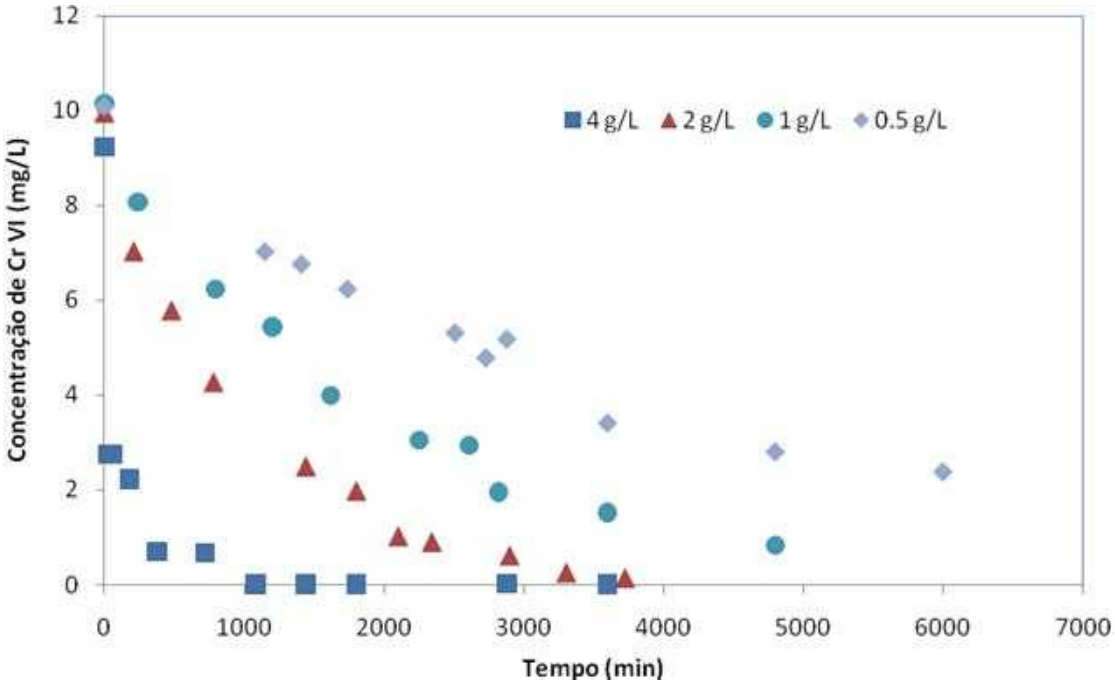


Figura 3 – Cinética de remoção de Cr(VI) para diferentes concentrações de biomassa a pH 2,5 e concentração inicial de 10mg/L.

Na Tabela 1 pode-se observar os valores da eficiência de remoção do Cr total, considerando uma solução inicial contendo 10 mg de Cr(VI)/L, com diferentes concentrações de biomassa.

Verificou-se que, para um período de tempo aproximado de 24 horas, a concentração de 2 g/L de biomassa reduz cerca de 75% do Cr_{total} e por este motivo foi seleccionada para o estudo do valor de pH que mais favorece o processo de remoção do metal.

Tabela 1 – Percentagem de remoção de crómio total para várias concentrações de alga marinha em função do tempo.

Conc. de Alga (g/L)	Tempo (min)	$Cr_{total\ inicial}$ (mg/L)	Cr_{final} (mg/L)	% Remoção
0.5	6000	10.1	6.1	39.5
1	4800	10.1	4.2	58.4
2	3720	10.2	2.6	74.4
4	3600	9.2	2.4	73.6

Efeito do valor de pH

O efeito do valor de pH do meio foi investigado para o sistema contendo 2 g/L de biomassa e concentração inicial de Cr(VI) de 10 mg/L. Na Figura 4 está representada a cinética de remoção de Cr(VI) para diferentes valores de pH. Pode-se verificar que ocorre uma diminuição da taxa de remoção de Cr(VI) com o aumento do pH da solução. O metal crómio hexavalente foi completamente removido da solução aquosa para todos os valores de pH estudados. O tempo de contato requerido para a completa remoção do Cr(VI) variou de 2 a 400 h, dependendo do pH da solução. Para baixos valores de pH a reacção de redução de Cr(VI) a Cr(III) é mais rápida, devido à elevada concentração de um dos reagentes (equação (1)), neste caso o H^+.

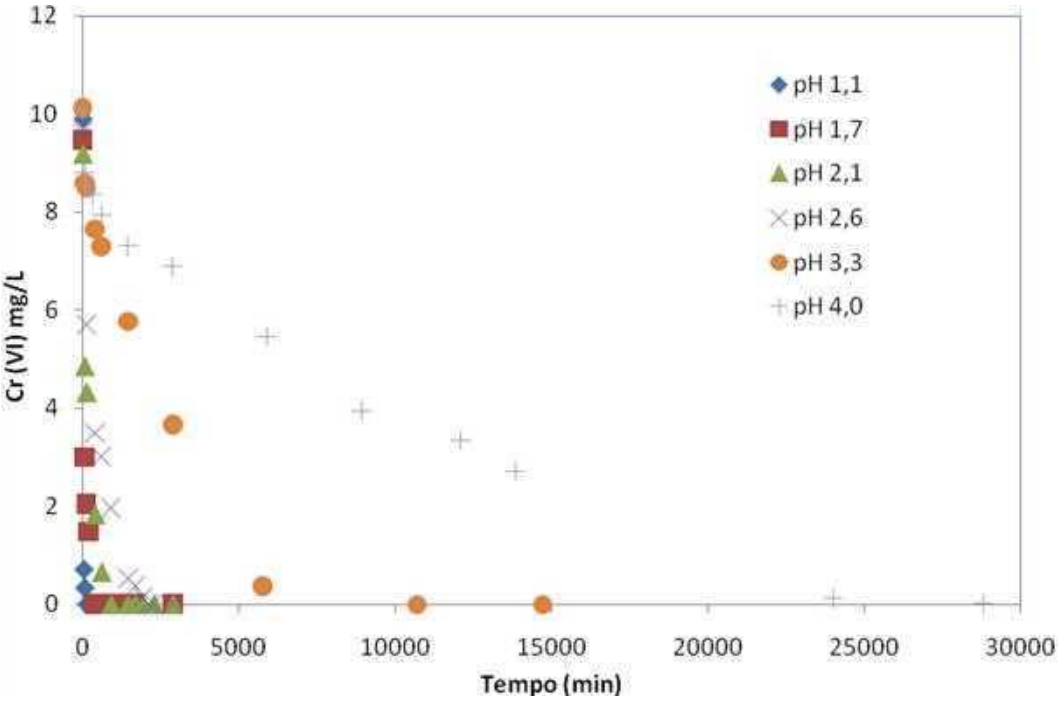


Figura 4 – Cinética da redução do Cr(VI) utilizando a alga *Pelvetia canaliculata* para vários valores de pH. Condições: 2g/L de biomassa; concentração inicial de Cr(VI): 10 mg/L.

Oxidação da Biomassa

Para ocorrer a reacção de redução de Cr(VI) a Cr(III), torna-se necessário não apenas hidrogeniões como também electrões conforme reação (1). Estes electrões são supridos pela biomassa, resultando na oxidação de compostos orgânicos da sua superfície que se solubilizam.

Foi observado que quando a biomassa fica por um longo tempo em contacto com o Cr(VI), a concentração de carbono orgânico na solução aumenta. As quantidades de carbono orgânico medidas em solução para os ensaios com concentrações de alga de 0,5; 1; 2 e 4 g/L foram 47,70; 81,82; 153,02 e 311,92 mg/L, respectivamente. Pode-se observar, como esperado, que quanto maior a concentração de biomassa, maior a quantidade de matéria orgánica liberada para a solução.

Medidas de carbono orgânico também foram realizadas para as cinéticas realizadas a pH 1,1; 1,7; 2,1 e 2,6 no último tempo do ensaio. Os valores de carbono orgânico encontrados foram de 163,44; 146,3; 133,82 e 121,92 mg/L, respectivamente.

Observa-se na Figura 4 que o Cr(VI) é mais rapidamente reduzido para pHs menores, e como apresentado pela reacção (1), a quantidade de electrões do biossorvente é mais rapidamente consumida resultando na oxidação dos compostos orgânicos da biomassa e, por conseguinte, numa maior libertação de compostos orgânicos solúveis para o meio conforme observada neste trabalho, e similar ao apresentado por Park et al. (2004).

4 CONCLUSÕES

O estudo, em sistema fechado, da remoção de Cr(VI) de soluções aquosas usando um bioadsorvente de baixo custo mostrou ser função da concentração de algas e pH da solução aquosa.

A taxa de remoção de Cr(VI) aumentou para uma maior concentração de algas em solução; e o tempo de contato requerido para a remoção deste metal diminuiu com o aumento da concentração de biomassa.

No estudo sobre a influênci do valor de pH no processo, verificou-se que a taxa de remoção de Cr(VI) diminuiu com o aumento do pH. Foi verificado que na faixa de valores de pH compreendida entre 1.2 a 4.0, o metal Cr(VI) foi completamente removido da solução aquosa. Para os sistemas possuindo um menor valor de pH menor, a oxidação dos compostos orgânicos da biomassa foi maior, havendo maior liberação destes compostos para o meio.

Agradecimentos

O presente trabalho foi realizado com o apoio da CAPES (Processo: BEX 1744/09-7), entidade do Governo Brasileiro voltada para a formação de recursos humanos, e teve auxílio da Universidade Regional de Blumenau (FURB - Portaria n.° 486/2009, de 23/10/2009). Todo o suporte concedido pelo Laboratório de Engenharia de Separação e Reacção (Laboratório Associado LSRE/LCM), é reconhecido.

5 REFERÊNCIAS

Clesceri LS, Greenberg AE, Eaton AD. Standard methods for the examination of water and wastewater, 20th ed. Washington, DC: American Public Health Association, American Water Work Association, and Water Environment Federation; (1998), p. 366–68.

Davisa, T. A.;Volesky B.; Muccib A. A review of the biochemistry of heavy metal biosorption by brown algae. Water Research, 37, (2003), 4311–4330

Dionex, Technical note 26 LPN 34398-01 1M 7/96, (1996) Dionex Corporation.

Kratochvil, D.; Pimentel, P.; Volesky B. Removal of trivalent and hexavalent chromium by seaweed biosorbent. 32, (1998), p. 2693-2698.

Murphy, V.; Hughes, H.; McLoughlin, P. Cu(II) binding by dried biomass of red, green and brown macroalgae. Water Research, 41, (2007), p. 731-740.

Park, D.; Yun, Y-S; Park, J.M. Use of dead fungal biomass for the detoxification of hexavalent chromium: screening and kinetics. Process Biochemistry. 40, (2005), p. 2559-2565.

Park, D.; Yun, Y-S; Park, J.M. Reduction of hexavalent chromium with the Brown seaweed *Ecklonia* Biomass. 38, (2004), p. 4860-4864.

Yang, L.; Chen, P.J. Biosorption of hexavalent chromium onto raw and chemically modified *Sargassum sp.* Bioresourse Technology. 99, (2008), p. 297-307.

TRATAMENTO DE ÁGUAS LIXIVIANTES PARA DESCARGA EM REDES MUNICIPAIS

Levy[1], João de Quinhones; Silva[2], João

1. INTRODUÇÃO

O Plano Estratégico de Resíduos Sólidos Urbanos (PERSU), publicado em Julho 1997, estruturou as bases da gestão dos Resíduos Sólidos Urbanos em três eixos prioritários: a selagem das lixeiras, a construção das infra-estruturas de tratamento e de confinamento, e o lançamento das políticas de recolha selectiva.

Neste âmbito, foram construídas e/ou beneficiadas diversas infra-estruturas de tratamento e de confinamento de resíduos sólidos urbanos, entre as quais, centrais de valorização orgânica por compostagem, centrais de valorização térmica por incineração e aterros sanitários. Destas, os aterros sanitários foram as instalações construídas em maior número.

Mais recentemente, em 2006, o PERSU II dá continuidade aqueles eixos privilegiando, contudo, a valorização orgânica, quer por compostagem, quer por digestão anaeróbia, em detrimento da descarga em aterros sanitários.

Do confinamento em aterros sanitários e da valorização orgânica resultam águas lixiviantes, muito carregadas em CQO, CBO_5 e azoto amoniacal, entre outros parâmetros, de difícil biodegradabilidade.

O tratamento destas águas envolveu a construção de mais de três dezenas de estações de tratamento de águas lixiviantes (ETAL) baseadas, na quase totalidade, em processos bioquímicos para a redução da CQO, CBO_5 e azoto, complementados, ou não, com processos terciários.

Num estudo realizado em Portugal, foi feito o levantamento de 32 ETAL e caracterizado o seu efluente final (LEVY e SANTANA, 2005). Concluiu-se que o efluente tratado destas estações era muitas vezes de má qualidade, não cumprindo os valores limite de emissão estabelecidos para a descarga. Face à verificação de que estes não cumpriam os valores limites de emissão (VLE), foram estabelecidas as medidas de beneficiação.

Para descargas em linhas de água, considerou-se ser necessário o tratamento terciário para além do biológico, e que este deveria basear-se no processo de osmose inversa (OI). Como alternativa, avaliou-se o processo térmico, não se tendo contudo alcançado um resultado conclusivo quanto à sua viabilidade técnica e económica. Qualquer que seja o sistema instalado, ele traduz-se por um custo muito elevado derivado das eficiências necessárias (>99%).

[1] Professor Associado do Instituto Superior Técnico; Investigador do Centro de Sistemas Urbanos e Regionais (CESUR);

[2] Engenheiro Projectista, ECOserviços – Gestão de Sistemas Ecológicos, Lda.; jsilva@ecoservicos.pt

Se as águas lixiviantes forem descarregadas em redes municipais, o processo de tratamento dependerá dos limites que forem impostos ao efluente. Estes limites variam muito de município para município, com consequências no processo e custo do pré-tratamento. Existem limites, que por serem demasiados exigentes, obrigam a processos terciários para reduzir a CQO ou o azoto total, similares aos de uma estação para descarga em linha de água.

Atendendo a que o custo do tratamento das águas lixiviantes para descarga em linha de água é muito elevado, entre 15 e 20 €/m^3, desde que haja capacidade de tratamento na estação de tratamento de águas residuais (ETAR), o tratamento conjunto das águas lixiviantes e domésticas, é aquele que se torna mais económico. Para tal haverá que estabelecer limites de descarga no colector municipal que, sem pôr em causa o funcionamento da ETAR, não implicam processos de pré-tratamento muito onerosos.

Com vista a calcular a eficácia dos pré-tratamentos foram analisados diversos processos, tendo-se tomado para o efeito uma instalação de tratamento de um aterro sanitário.

Na presente comunicação descrevem-se os testes e ensaios realizados, apresentam-se as eficácias dos diversos processos estudados e conclui-se quanto à sua viabilidade como pré-tramento de águas lixiviantes a descarregar em sistemas municipais.

2. TIPOS DE INSTALAÇÕES

Em 2005, existiam no País trinta e duas ETAL. Os processos de tratamento eram diversos, conforme se representa na Figura 1. De acordo com esta, cerca de 34% das estações de tratamento de águas lixiviantes recorriam ao processo de OI. As estações com processos físicos e químicos e lamas activadas representavam 43% das estações existentes. Apenas com processos biológicos, eram 22% das estações.

Quanto ao destino final das águas lixiviantes tratadas, 50% das estações fazia a descarga do efluente em linha de água. Das restantes estações, 39% descarregavam em ETAR municipais, 6% tinham a possibilidade de fazer descarga, ou em linha de água, ou em ETAR municipal, e 5% estavam inoperacionais ou afirmavam ter descarga nula.

É para estas cerca de 45% de ETAL que se considera ser necessário estabelecer processos de tratamento que permitam a sua descarga no sistema municipal, em consonância com os valores limites de emissão. Estes limites devem ser estabelecidos em função da diluição conseguida com as águas residuais domésticas e com a capacidade de tratamento da ETAR municipal.

Do levantamento realizado, verificou-se que os VLE têm sido estabelecidos sem este cuidado de compatibilização e sem avaliar os processos de pré-tratamento necessários para observar os limites exigidos. Encontraram-se diversos sistemas em que a grande exigência dos VLE municipais implicava instalações que a cumprir aqueles limites, poderiam descarregar o efluente numa linha de água.

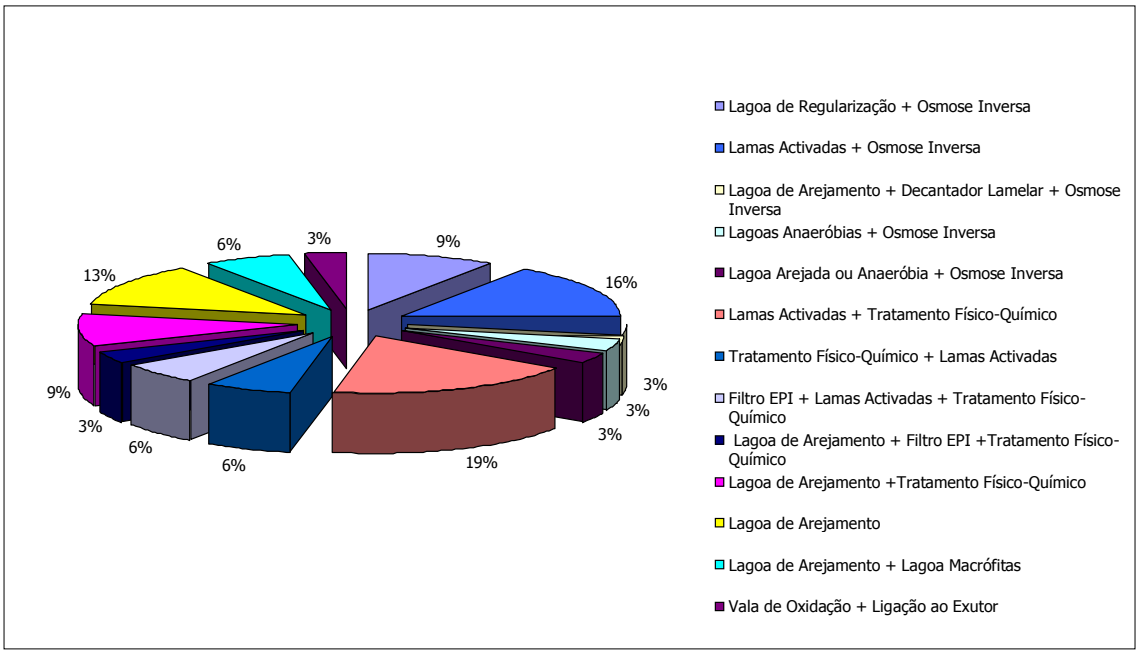


Figura 1. Processos de Tratamento das ETAL

Noutros sistemas encontrou-se grande permissividade em relação a determinados parâmetros, como a CQO ou a CBO_5, mas ao mesmo tempo para outros, geralmente azoto total, limites tão apertados que implicavam uma instalação com OI. O caso oposto de não existência de limites também se deparou, mesmo em sistemas municipais em que a capacidade da ETAR era insuficiente.

Com vista a concluir da capacidade de pré-tratamento de uma instalação e deste modo estabelecer os correspondentes valores limite de emissão, tomou-se uma ETAL baseada no processo de lagunagem, constituído por duas lagoas arejadas seguidas de uma de sedimentação. Após avaliação da sua capacidade de tratamento, estudaram-se diversos tratamentos complementares por processos de adsorção em carvão activado e por OI, avaliando as suas eficiências e níveis de depuração.

3. CARACTERIZAÇÃO DA ETAL

3.1. Constituição

As águas lixiviantes provenientes do aterro municipal de resíduos sólidos urbanos, são bombeadas a uma primeira lagoa arejada. Após esta, por descarga de superfície, são conduzidas a uma segunda lagoa arejada. Desta, também pela superfície, é alimentada uma terceira lagoa mas de sedimentação. O efluente da estação é conduzido ao emissário municipal. São indicadas seguidamente as características principais destas lagoas:

a**) Lagoa arejada 1**

- Volume: 2.080 m^3;
- Altura útil: 4,0 m;
- Tipo de arejamento: 2 arejadores de superfície, P_{unit} = 8,4 kW.

b) Lagoa arejada 2

- Volume: 2.080 m^3;
- Altura útil: 4,0 m;
- Tipo de arejamento: 2 arejadores de superfície, P_{unit} = 8,4 kW.

c) Lagoa de sedimentação

- Volume: 323 m^3;
- Superfície: 130 m^2;
- Altura útil: 2,5 m.

3.2. Eficiências de tratamento

No Quadro I, discriminam-se os intervalos de variação verificados para os parâmetros de caracterização do afluente e do efluente final, assim como as respectivas eficiências médias de remoção, de acordo com os resultados verificados entre Janeiro de 2008 e Julho de 2009. Mais se indicam os VLE estabelecidos pelo sistema municipal.

Analisando o Quadro I, verifica-se o incumprimento dos VLE para a generalidade dos parâmetros em análise. A CBO_5, SST e fósforo cumpriram os limites de descarga com alguma regularidade, o mesmo já não se verificando para a CQO e, especialmente, para os compostos de azoto e para os cloretos.

Conforme indicado neste Quadro, as eficiências médias de remoção apresentadas pelo sistema rondaram os 56% para a CBO_5 e os 28% para a CQO. À semelhança do que ocorre na generalidade das ETAL, a baixa biodegradabilidade das águas afluentes condiciona o comportamento da estação no cumprimento dos VLE para a CQO e azoto.

A CBO_5 é normalmente possível de ser controlada por processos biológicos, enquanto que a CQO e o azoto necessitam sempre de tratamento adicional. A razão fundamental deve-se ao facto da CQO ter uma parcela, a CQO dura ou refractária, que persiste após os processos bioquímicos.

No caso do azoto, as elevadas concentrações presentes no afluente, predominantemente na forma de azoto amoniacal, não permitem o cumprimento dos VLE. A introdução dos processos de nitrificação/ desnitrificação, específicos para a remoção de azoto por via biológica, poderá aumentar as actuais eficiências de remoção, mas a experiência demonstra que, ainda assim, não será suficiente para cumprir os VLE, porque o afluente é fracamente biodegradável, não se verificando a transformação do azoto amoniacal em nitrato.

Relativamente aos SST, em alguns meses, as concentrações no efluente foram superiores às verificadas no afluente, o que poderá ser explicado pela subida de lamas na lagoa de sedimentação.

Na Figura 2 representa-se este sistema.

Parâmetros		Jan.08 a Jul.09			VLE
		Afluente	Efluente	Eficiências	
Caudal diário médio (m^3 d^{-1})	**MÁX.**	341,9		-	-
	MÉD.	133,2			
	MÍN.	64,8			
pH (escala Sorensen)	**MÁX.**	8,5	8,6	-	6,0 − 9,0
	MÉD.	8,3	8,3		
	MÍN.	8,1	7,6		
Condutividade (µS cm^{-1})	**MÁX.**	27.500	23.500	-	1.000
	MÉD.	19.600	16.900		
	MÍN.	7.500	7.500		
CQO (mgO_2 l^{-1})	**MÁX.**	8.245	6.680	28%	3.000
	MÉD.	4.928	3.571		
	MÍN.	2.510	1.540		
CBO_5 (mgO_2 l^{-1})	**MÁX.**	3.115	1.745	56%	1.000
	MÉD.	1.188	522		
	MÍN.	322	197		
Sólidos suspensos totais (mgSST l^{-1})	**MÁX.**	3.470	3.338	5%	1.000
	MÉD.	1.147	1.085		
	MÍN.	340	353		
Azoto amoniacal ($mgN-NH_4$ l^{-1})	**MÁX.**	2.455	3.070	-	450
	MÉD.	1.645	1.041		
	MÍN.	571	571		
Azoto total (mgN l^{-1})	**MÁX.**	2.460	3.070	24%	450
	MÉD.	1.738	1.320		
	MÍN.	721	650		
Cloretos (mgCl l^{-1})	**MÁX.**	4.690	5.060	0%	1.000
	MÉD.	3.216	3.266		
	MÍN.	1.090	1.080		
Fósforo total (mgP l^{-1})	**MÁX.**	27	26	12%	20
	MÉD.	11	10		
	MÍN.	0	0		
Nitratos ($mgNO_3$ l^{-1})	**MÁX.**	932	1.360	-	50
	MÉD.	93	279		
	MÍN.	5	0		

Quadro I. Concentrações características, eficiências e VLE no sistema de lagunagem

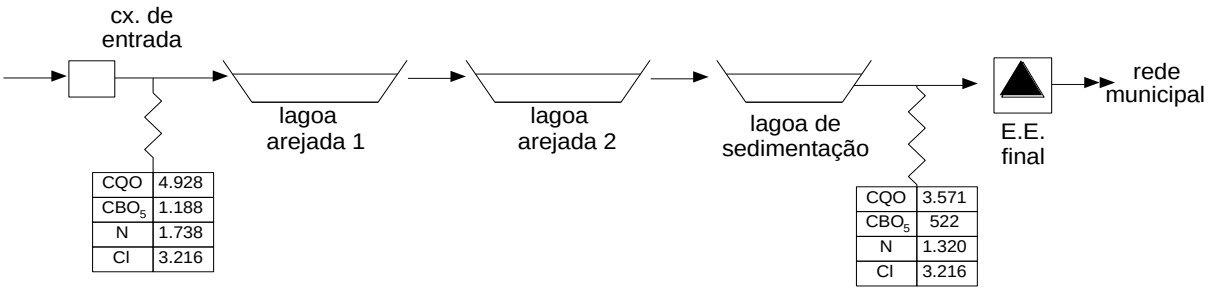


Figura 2. Efluente final após a lagunagem

4. AFINAÇÃO DO EFLUENTE FINAL ATRAVÉS DA OSMOSE INVERSA

Verificando-se o incumprimento dos VLE, em Agosto de 2009 foi instalado nesta estação, a jusante da lagoa de sedimentação, um sistema de OI. Primeiramente manteve-se inalterado o sistema de lagunagem, com as duas lagoas arejadas e a final de sedimentação. A aspiração era feita nesta última lagoa, a cerca de 50 cm da superfície.

Dada a pequena dimensão e baixo peso do floco, a velocidade de sedimentação era muito baixa, pelo que a aspiração do efluente arrastava consigo muita lama que colmatava as membranas do sistema de OI. Houve então que alterar o modo de funcionamento da estação, parando as turbinas da segunda lagoa.

Apresentam-se, no Quadro II, os valores verificados entre Setembro de 2009 e Novembro de 2009 para o afluente, efluente e eficiências de remoção. Os resultados são apresentados na Figura 3.

Com a OI obteve-se um efluente terciário de boa qualidade cumprindo, não só os VLE para descarga no sistema municipal, como para descarga em linha de água, exceptuando as concentrações em azoto total e amoniacal.

Para redução das concentrações em azoto haverá que beneficiar o biológico, mantendo o arejamento nas duas primeiras lagoas. O arrastamento das lamas para a OI poderá ser impedido pela instalação de um novo decantador antecedido de coagulação e floculação. A melhoria expectável decorre do aumento do peso do floco.

Testes efectuadas na instalação evidenciaram a melhoria conseguida na sedimentação com a introdução dos processos físicos e químicos. Uma amostra recolhida na lagoa arejada foi submetida a testes de coagulação/ floculação/ sedimentação com diferentes reagentes químicos. Os melhores resultados verificaram-se para o ensaio realizado com policloreto de alumínio (solução comercial) + polielectrólito catiónico (solução a 0,2%). Numa amostra de 250 ml foram adicionados 2 ml de policloreto e 7 ml de polielectrólito. Na Figura 4, discriminam-se os resultados destes testes.

Sendo então possível a descarga em linha de água, a ligação ao sistema municipal deixa de fazer sentido pois que ela implica um pagamento mensal derivado da aplicação da tarifa de ligação. Por outro lado, havendo uma ETAR nas proximidades com capacidade para receber

estas águas lixiviantes, a instalação de uma OI poderá ser substituída por outros processos de afinação menos onerosos desde que os VLE sejam mais permissivos.

5. TESTES COM UNIDADE PILOTO DE AFINAÇÃO POR CARVÃO ACTIVADO

Em alternativa à OI, estudou-se um processo terciário de afinação por carvão activado. Este material, quando em contacto com líquido contendo contaminantes, remove estes compostos selectivamente, através da combinação dos processos de adsorção, filtração e deposição parcial da matéria coloidal na superfície exterior das partículas de carvão activado (WEF e ASCE, 1998).

O comportamento deste tipo de afinação varia consideravelmente em função das características do afluente a tratar, do tipo de carvão activado utilizado e das condições de operação do sistema. Por este motivo, a única forma de avaliar correctamente a sua performance é através da realização de ensaios "in-situ".

Parâmetros		Set.09 a Nov.09			VLE
		Afluente	Efluente	Eficiências	
Caudal diário médio ($m^3\ d^{-1}$)	MÁX.	96,0		-	-
	MÉD.	76,0			
	MÍN.	49,1			
pH (escala Sorensen)	MÁX.	8,3	5,9	-	6,0 − 9,0
	MÉD.	8,3	5,5		
	MÍN.	8,3	5,0		
Condutividade ($\mu S\ cm^{-1}$)	MÁX.	14.200	533	-	1.000
	MÉD.	12.200	383		
	MÍN.	10.700	119		
CQO ($mgO_2\ l^{-1}$)	MÁX.	3.010	43	98%	3.000
	MÉD.	2.182	42		
	MÍN.	1.550	40		
CBO_5 ($mgO_2\ l^{-1}$)	MÁX.	1.215	10	99%	1.000
	MÉD.	814	10		
	MÍN.	468	10		
Sólidos suspensos totais ($mgSST\ l^{-1}$)	MÁX.	993	13	99%	1.000
	MÉD.	798	11		
	MÍN.	462	10		
Azoto amoniacal ($mgN{-}NH_4\ l^{-1}$)	MÁX.	1.273	39	-	450
	MÉD.	1.124	27		
	MÍN.	987	6		
Azoto total ($mgN\ l^{-1}$)	MÁX.	1.300	41	97%	450
	MÉD.	1.149	30		
	MÍN.	1.008	8		
Cloretos ($mgCl\ l^{-1}$)	MÁX.	2.520	62	98%	1.000
	MÉD.	1.956	49		
	MÍN.	1.167	33		
Fósforo total ($mgP\ l^{-1}$)	MÁX.	6	0	100%	20

	MÉD.	2	0		
	MÍN.	0	0		
Nitratos ($mgNO_3\ l^{-1}$)	**MÁX.**	27	3	-	50
	MÉD.	25	3		
	MÍN.	21	3		

Quadro II. Efluente final após OI

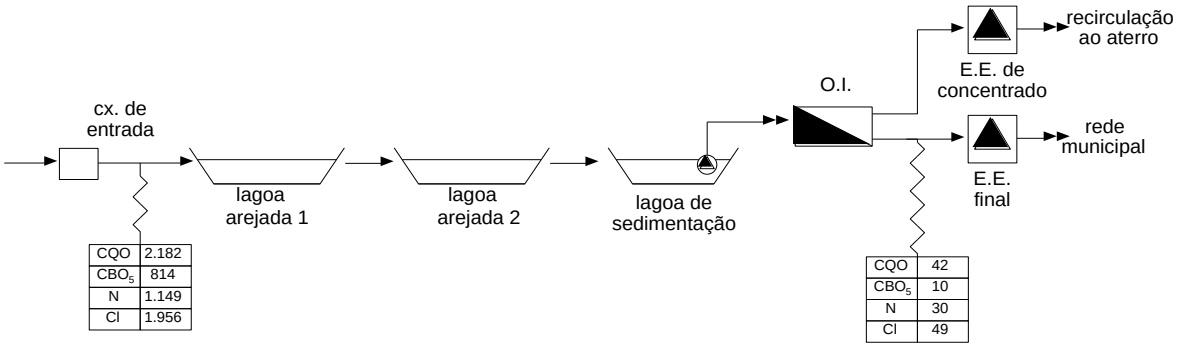


Figura 3. Eficiências da ETAL com lagunagem e OI

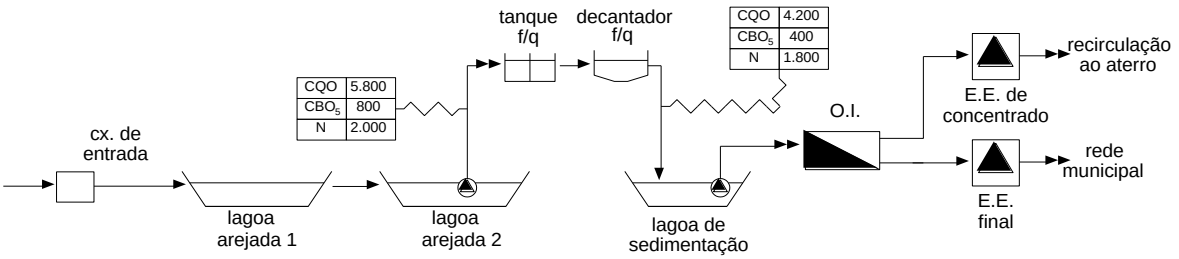


Figura 4. Eficiências do processo coagulação-floculação-decantação

Para o efeito, foi instalada uma unidade piloto constituída pelo seguinte equipamento, disposto em série:

- Electrobomba;
- Filtro de sílica e antracite, constituído por uma coluna em polietileno reforçado com as seguintes características:
  - Dimensões: H = 1.200 mm; Ø = 300 mm;
  - Capacidade: 60 l;

– Leito inferior: 50 kg de sílica;

– Leito superior: 25 kg de antracite.

- Filtro de carvão activado granular, constituído por uma coluna em polietileno reforçado com as seguintes características:

  – Dimensões: H = 1.200 mm; Ø = 300 mm;

  – Capacidade: 60 l;

  – Leito: 32,4 kg de carvão activado do tipo FILTRACARB CC60/1240 (1.050 $m^2 g^{-1}$ de área superficial, tamanho efectivo 0,55 mm – 0,75 mm).

O equipamento foi instalado junto à lagoa de sedimentação, com a bomba a aspirar o lixiviado directamente a partir desta, Figura 5.

No 1.º ensaio, realizado a 19 de Janeiro de 2010, procurou-se avaliar a eficiência da unidade na remoção da CQO. Resumem-se, de seguida, as condições em que o ensaio se realizou.

- Caudal elevado aos filtros: 60 l h^{-1};
- Carga hidráulica no filtro de sílica e antracite: 1,0 $m^3 m^{-2} h^{-1}$;
- Carga hidráulica no filtro de carvão activado: 1,0 $m^3 m^{-2} h^{-1}$;
- Tempo de contacto no filtro de carvão activado: 60 min.

A área do leito e o tempo de contacto na coluna são dois dos parâmetros mais importantes que afectam a eficiência de remoção dos compostos orgânicos voláteis (NEMEROW, 2007).



Figura 5. Testes com unidade piloto de filtração por carvão activado

O ensaio teve início às 14:00. Apresentam-se, no Quadro III, o programa de recolha de amostras para análise laboratorial da CQO e os resultados obtidos. Na Figura 6 representa-se graficamente a variação da CQO no afluente e no efluente da unidade piloto, ao longo do 1.º ensaio.

Os resultados obtidos evidenciam uma diminuição progressiva da eficiência de remoção apresentada pelo sistema, estabilizando nos 60%.

Dado que o sistema tinha sido previamente lavado antes do início do ensaio, encontrando-se, por isso, cheio de água de lavagem, as primeiras amostras recolhidas à saída, quer do filtro de areia, quer do filtro de carvão, reflectiram a presença dessa água.

As eficiências, na ordem dos 60%, apresentadas pela unidade no final do ensaio ainda se consideram aceitáveis, motivo pelo qual se decidiu realizar um novo ensaio com o objectivo de determinar o tempo de serviço do filtro até à altura da lavagem.

O 2.º ensaio realizou-se a 25 de Janeiro, nas mesmas condições do 1.º ensaio. Com uma duração total de 7 horas, o ensaio teve início às 10:20.

Pretendeu-se avaliar a evolução da eficiência dos filtros na remoção da CQO de hora a hora, tendo-se avaliado também as eficiências da unidade na remoção da CBO_5, SST, N, $N{-}NH_4$ e Cl.

Etapa	Hora	Duração do ensaio	CQO	
			mg l^{-1}	Efic.*
Afluente aos filtros	14:20	0:20	4.200	-
Efluente do filtro de sílica e antracite	14:30	0:30	1.200	71%
	15:30	1:30	3.900	7%
	16:30	2:30	4.100	2%
Efluente do filtro de carvão activado	14:45	0:45	< 30	99%
	15:00	1:00	110	97%
	15:15	1:15	600	86%
	15:30	1:30	990	76%
	15:45	1:45	1.300	69%
	16:00	2:00	1.600	62%
	16:15	2:15	1.700	60%
	16:30	2:30	1.800	57%
	16:45	2:45	1.800	57%

* Eficiência calculada relativamente ao afluente aos filtros

Quadro III. Resultados das análises laboratoriais no 1.º ensaio com a unidade piloto

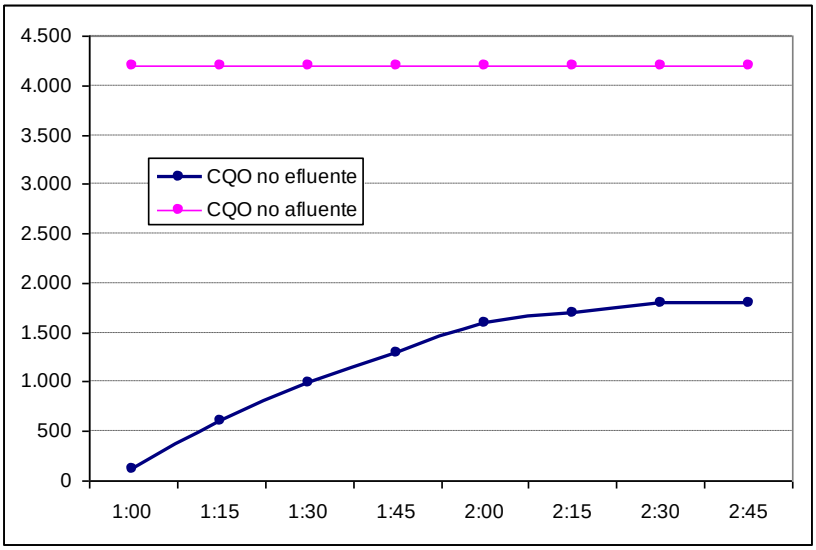


Figura 6. Variação da CQO no 1.º ensaio, à entrada e saída da unidade piloto

Apresentam-se, no Quadro IV, o programa seguido de recolha de amostras para análise laboratorial da CQO e os resultados obtidos. Na Figura 7, representa-se graficamente a variação da CQO no afluente e no efluente da unidade piloto, ao longo do 2.º ensaio.

Etapa	Hora	Dur.	CQO		CBO_5		SST		N		NH_4- N		Cl	
			mg l^{-1}	Efic.*	mg l^{-1}	Efic.*	mg l^{-1}	Efic.*	mg l^{-1}	Efic.*	mg l^{-1}	Efic.*	mg l^{-1}	Efic.*
Afluente aos filtros	11:30	1:10	4.400	-	1.900	-	200	-	810	-	730	-	2.100	-
Efl. filtro síl./antr.	12:00	1:40	4.300	2%	-	-	220	0%	-	-	-	-	-	-
Efluente do filtro de carvão activado	11:20	1:00	1.600	64%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	12:20	2:00	2.300	48%	800	58%	170	15%	760	6%	690	5%	2.100	0%
	13:20	3:00	2.500	43%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	14:20	4:00	2.700	39%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	15:20	5:00	2.500	43%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	16:20	6:00	2.900	34%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	17:20	7:00	3.000	32%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

* Eficiência calculada relativamente ao afluente aos filtros

Quadro IV. Resultados das análises laboratoriais no 2.º ensaio com a unidade piloto

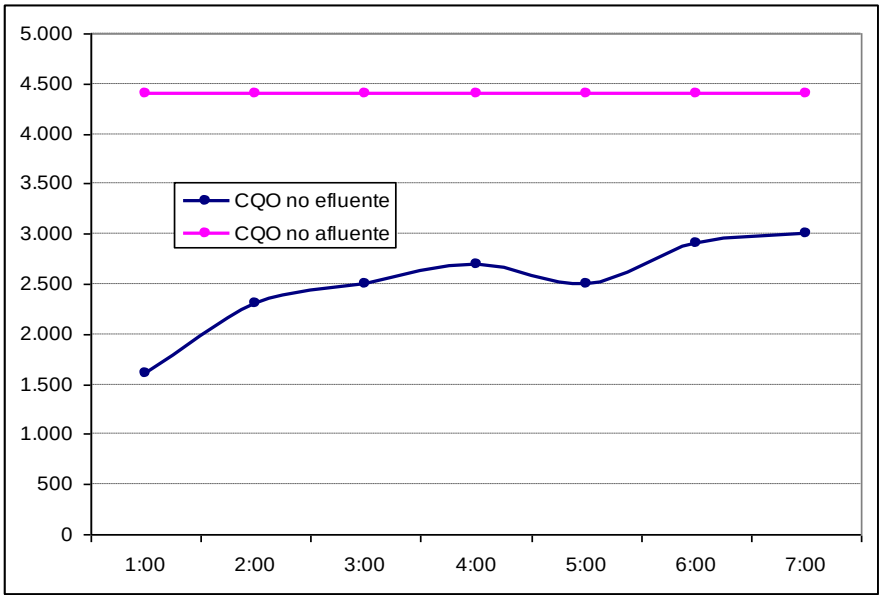


Figura 7. Variação da CQO no 2.º ensaio, à entrada e saída da unidade piloto

Os resultados das análises realizadas no 2.º ensaio conduziram às seguintes conclusões:

- A necessidade de proceder à lavagem dos filtros, determinada pelo momento a partir do qual é ultrapassado o VLE estabelecido para a CQO no regulamento actual (3.000 mg l^{-1}), verificou-se apenas na última recolha, realizada 7 horas após o início do ensaio;
- A unidade apresentou eficiências na remoção da CBO_5 superiores às verificadas na remoção da CQO. Este resultado era esperado porque reflecte a eficiência do carvão activado na adsorção dos compostos orgânicos. Note-se, no entanto, que a necessidade de introduzir esta etapa de afinação advém das concentrações de CQO presentes e não da CBO_5. Nesse sentido, a presença de compostos orgânicos prejudica o processo de tratamento, pois reduz a capacidade do carvão em adsorver outros poluentes;
- As baixas eficiências de remoção de compostos azotados e cloretos evidenciadas nas análises, sendo mesmo nula no caso dos cloretos, vieram confirmar a dificuldade do sistema em os remover;
- Comparativamente aos resultados apresentados no 1.º ensaio, é notória uma redução das eficiências de remoção de CQO evidenciadas em amostras recolhidas com durações de ensaio iguais: a eficiência de 64% observada no 2.º ensaio ao fim de uma hora ocorreu no 1.º ensaio, ao fim de duas horas.

Face ao exposto no último ponto, considerou-se ser necessária a realização de um 3.º ensaio, com objectivo de avaliar o desgaste do carvão após vários ciclos sucessivos de operação e lavagem.

Para tal, durante 5 dias, colocou-se o sistema em funcionamento contínuo, entre 5 a 6 horas por dia, nas mesmas condições de operação dos ensaios anteriores, realizando-se a lavagem do sistema no final de cada dia.

No 5.º dia de operação, a 3 de Fevereiro de 2010, realizou-se o 3.º ensaio com nova recolha de amostras de hora a hora, para avaliação da evolução da eficiência do filtro de carvão activado na remoção da CQO.

Com uma duração total de 5 horas, o ensaio teve início às 8:05. Apresenta-se, no Quadro V, o programa seguido de recolha de amostras para análise laboratorial da CQO e os resultados obtidos. Na Figura 8, representa-se graficamente a variação da CQO no afluente e no efluente da unidade piloto, ao longo do 3.º ensaio.

Os resultados das análises realizadas no 3.º ensaio vieram confirmar a perda de eficiência na remoção da CQO pelo filtro de carvão activado. Esta redução é visível na Figura 9, onde se comparam as eficiências de remoção verificadas nos 3 ensaios realizados.

Etapa	Hora	Dur.	CQO	
			mg l^{-1}	Efic.
Afluente aos filtros	8:15	0:10	3.700	-
Efluente do filtro de carvão activado	9:05	1:00	450	88%
	10:05	2:00	2.100	43%
	11:05	3:00	2.700	27%
	12:05	4:00	2.900	22%
	13:05	5:00	3.000	19%

Quadro V. Resultados das análises laboratoriais no 3.º ensaio com a unidade piloto

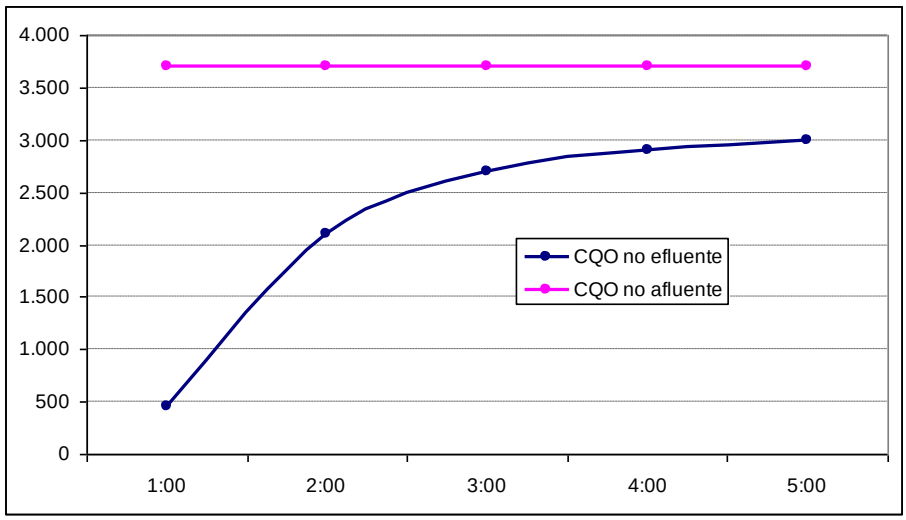


Figura 8. Variação da CQO no 3.º ensaio, à entrada e saída da unidade piloto

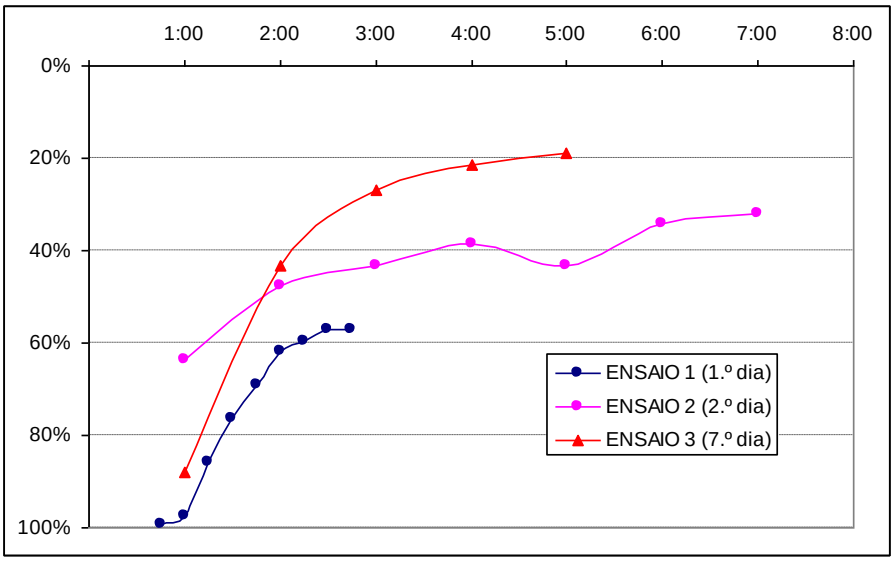


Figura 9. Variação da eficiência de remoção da CQO nos 3.º ensaios

Com base no gráfico da Figura 9, estima-se que, se unidade piloto continuasse a operar nas mesmas condições, o carvão activado teria de ser substituído ao fim de 15 dias, de modo a manter eficiências aceitáveis na sua operação. Note-se, no entanto, que o período de vida útil do carvão activado depende do tipo e quantidade de cargas poluentes presentes no afluente, que deverão ser mais favoráveis que as verificadas nos ensaios realizados, por beneficiação do arejamento.

A viabilidade da sua implementação como sistema de afinação irá depender do período de vida do carvão activado, que deverá ser sempre avaliado caso a caso, mediante a realização de ensaios “in-situ”. Embora não existam em Portugal instalações que permitam reactivar o carvão exausto, será possível prolongar a sua vida útil procedendo à sua lavagem com soda cáustica.

A partir das eficiências de remoção verificadas na 2.ª hora do 2.º ensaio realizado com a unidade piloto, Quadro IV, calcularam-se as concentrações expectáveis para o efluente final, admitindo um afluente com as cargas poluentes apresentadas no Quadro I. Os resultados são apresentados na Figura 10.

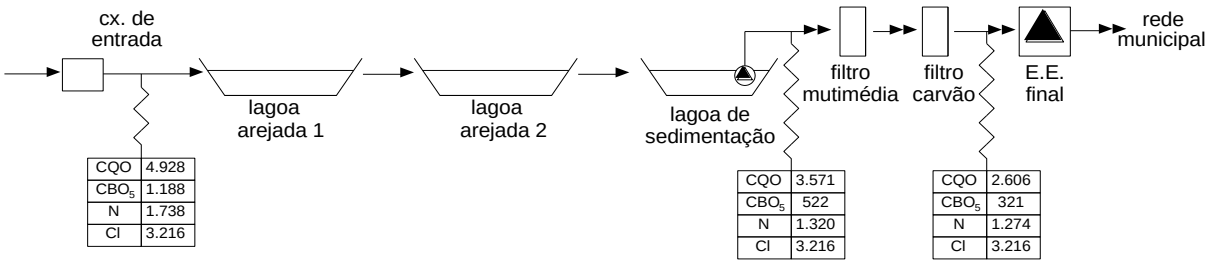


Figura 10. Eficiências da ETAL com lagunagem e afinação final com carvão activado

7. SÍNTESE DOS ENSAIOS

Em síntese, os ensaios e testes realizados evidenciaram os seguintes aspectos:

- Um sistema de lagunagem com arejamento não garante os VLE estabelecidos para ligação a um sistema municipal por razões derivadas dos limites impostos para os compostos de azoto e CQO. As eficiências médias da ETAL em estudo, estando a operar apenas com o esquema de lagunagem representado na Figura 2, foram de 28% para a CQO, de 56% para a CBO_5 e de 24% para o azoto total;
- A OI revela-se como um processo terciário com elevada eficiência, produzindo um efluente com qualidade suficiente para que se possa efectuar a sua descarga na linha de água (com reservas no relativo aos compostos de azoto). As eficiências médias da ETAL em estudo, estando a operar com o sistema de lagunagem e com a OI, foram de 98% para a CQO, de 99% para a CBO_5 e de 97% para o azoto total. A esta tecnologia estão associados elevados custos de investimento e de exploração.
- A afinação final por adsorção em carvão activado poderá ser uma alternativa à OI na remoção da CQO e CBO_5, desde que os custos de exploração dependentes da sua vida útil assim o justifiquem. Esta opção não será viável para o cumprimento dos VLE relativos aos compostos azotados, cloretos e condutividade. A partir dos ensaios realizados com a unidade piloto estima-se que, se a ETAL estiver a operar com o sistema de lagunagem seguido da afinação final por carvão activado, deverá apresentar eficiências médias de 62% para a CQO, de 82% para a CBO_5 e de 29% para o azoto total.

8. CONCLUSÕES

Um grande número de ETAL baseadas apenas em processos biológicos não consegue cumprir os VLE impostos para a rede municipal, em particular no que se refere à CQO e aos compostos de azoto.

Para o seu cumprimento têm sido instalados processos terciários de afinação como a OI que conseguem cumprir os VLE, mas que se revelam muito onerosos. O efluente final obtido, ao

apresentar qualidade suficiente para ser descarregado na linha de água (com reservas para o azoto), deixa de justificar a sua descarga na rede municipal.

Neste contexto, o tratamento conjunto das águas lixiviantes e domésticas revela-se como a opção mais económica, desde que haja capacidade de tratamento na estação municipal de tratamento de águas residuais. Esta opção implicará a alteração dos VLE para valores mais permissivos, que sejam compatíveis com processos de pré-tratamento menos onerosos.

A afinação final com carvão activado poderá ser uma alternativa à OI. A sua viabilidade deverá ser sempre previamente confirmada com a realização de ensaios "in-situ" que tenham em consideração, não só as características da água a tratar, como também o tipo de carvão a utilizar e as condições de operação do sistema. Esta opção revela-se uma alternativa viável à OI na remoção da CQO e da CBO_5, não o sendo no relativo aos compostos azotados, cloretos e condutividade, se para estes não forem estabelecidos limites mais permissivos por parte dos sistemas municipais.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à empresa AMARSUL – Valorização e Tratamento de Resíduos Sólidos, S.A. o apoio prestado na elaboração desta comunicação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Levy, J.Q., Santana C. (2004). *Diagnóstico de Funcionamento das Estações de Tratamento de Águas Lixiviantes e Definição das Acções para a sua Beneficiação.* CESUR, IST. Lisboa.

Nemerow, N.L. (2007). *Industrial Waste Treatment: Contemporary Practice and Vision for the Future*. Butterworth-Heinemann. Oxford, UK.

WEF e ASCE (1998). *Design of Municipal Wastewater Treatment Plants, Volume II*. Water Environment Federation and American Society of Civil Engineers. USA.

TRATAMENTO DE ÁGUAS RUÇAS POR COMBINAÇÃO DE PROCESSOS QUÍMICOS: COAGULAÇÃO/FLOCULAÇÃO E REAGENTE DE FENTON

Margarida REIS[1]; António PIRRA[2]; Marco S. LUCAS[3]; José A. PERES[4]

Resumo

Os efluentes de lagares de azeite (águas ruças) são particularmente problemáticos em termos ambientais. Neste trabalho investigou-se a tratabilidade das águas ruças por aplicação de uma combinação de processos: coagulação/floculação química (1ª parte) seguido de oxidação química pelo reagente de Fenton (2ª parte).

Inicialmente utilizou-se um sistema *Jar-Test* e experimentaram-se diferentes coagulantes/floculantes químicos: $Ca(OH)_2$, $Al_2(SO_4)_3$, $FeSO_4$, $FeCl_3$. Para cada caso procurou optimizar-se o pH, a dosagem do coagulante a aplicar e a influência complementar da adição de um polielectrólito (catiónico, aniónico e não iónico).

Numa segunda parte do trabalho, realizaram-se experiências de oxidação química aplicando o reagente de Fenton. A eficiência de cada um dos processos anteriores foi acompanhada pela determinação de diferentes parâmetros como CQO, turvação, aromaticidade, polifenóis totais e pH.

Os ensaios de coagulação/floculação química permitiram, de entre os quatro coagulantes estudados, seleccionar o sulfato de alumínio como o melhor compromisso para a redução dos parâmetros estudados, utilizando uma dosagem de 2,0 g/L. A combinação, numa 2ª fase, com o processo Fenton permitiu uma redução suplementar nos parâmetros estudados. Após a realização de testes preliminares, decidiu-se utilizar um volume de 10 mL de H_2O_2 (30%) e uma massa de 1,810 g de $FeSO_4.7H_2O$ para um volume de 0,5 L de água ruça, como valores práticos do reagente de Fenton.

Palavras-chave: águas ruças, coagulação/floculação química, CQO, lagares de azeite, reagente de Fenton.

[1] Licenciada em Engenharia do Ambiente. Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Apartado 1013, 5001-801 Vila Real, Portugal. margaridareis1@gmail.com. Telf. 259 350 755; Fax: 259 350 480.
[2] Professor Auxiliar, Centro de Química, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Apartado 1013, 5001-801 Vila Real, Portugal. apirra@utad.pt, Telf. 259 350 755; Fax: 259 350 480.
[3] Investigador Pós-doutoramento, Centro de Química, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Apartado 1013, 5001-801 Vila Real, Portugal. mlucas@utad.pt, Telf. 259 350 202; Fax: 259 350 480.
[4] Professor Auxiliar, Centro de Química, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Apartado 1013, 5001-801 Vila Real, Portugal. jperes@utad.pt, Telf. 259 350 227; Fax: 259 350 480.

1 INTRODUÇÃO

A produção de azeite é uma das actividades agrícolas mais característica da bacia mediterrânica e de importância relevante para a sua economia. O tratamento das águas residuais dos lagares de azeite é um problema crítico nos países situados nesta área, incluindo Portugal. Com o aparecimento de legislação ambiental mais restritiva, e devido à inexistência de um processo de tratamento universal dos efluentes dos lagares de azeite, muitos lagares confrontam-se com a eventualidade de terem de encerrar as suas portas.

Os efluentes de lagares de azeite (águas ruças) caracterizam-se por apresentarem um odor característico semelhante ao do azeite, por serem ricos em matéria orgânica dissolvida (açucares, compostos azotados, polialcoóis, proteínas, gorduras e polifenóis) e matéria orgânica em suspensão. Apresentam valores de CQO elevados, entre 10 000 – 90 000 mg de O_2/L, e uma acentuada acidez (Lucas e Peres, 2009a). As águas ruças estudadas no presente trabalho são resultantes da produção de azeite a partir da mistura de azeitonas de diversas variedades tipicamente presentes na terra quente transmontana.

No tratamento de águas residuais uma das maiores dificuldades é a sedimentação das partículas de natureza coloidal, particularmente estáveis. As partículas coloidais têm, em geral, um tamanho de 0,001-100 μm. As operações de coagulação e floculação desestabilizam os colóides facilitando a sedimentação. Isto consegue-se, em geral, pela adição de agentes químicos que possam ser eficazes e relativamente acessíveis de um ponto de vista económico como são exemplo: $Ca(OH)_2$, $Al_2(SO_4)_3$, $FeSO_4$ e $FeCl_3$.

Os polielectrólitos são polímeros orgânicos com carga eléctrica que oferecem como principal vantagem a formação de flocos volumosos, o que propicia uma maior velocidade de sedimentação. Estes polímeros, de elevado peso molecular, possuem grupos susceptíveis de serem adsorvidos e de formar pontes entre partículas ou flocos com carga eléctrica.

Os polielectrólitos podem ser classificados em:

a) Catiónicos: carregados positivamente e adsorvidos por colóides ou flocos com carga negativa.
b) Aniónicos: carregados negativamente, substituem os grupos aniónicos numa partícula coloidal, permitindo a formação de ligações de hidrogénio entre o colóide e a partícula.
c) Não iónicos: quando são adsorvidos e floculam por meio de ligações de hidrogénio entre as superfícies sólidas e os grupos polares do polímero.

O reagente de Fenton é um processo de oxidação catalítico homogéneo que envolve a reacção de peróxido de hidrogénio (H_2O_2) com iões ferroso (Fe^{2+}). Esta reacção gera radicais hidroxilo ($HO^{\bullet}$) que apresentam um elevado potencial de oxidação.

$$Fe^{2+} + H_2O_2 \rightarrow Fe^{3+} + HO^{\bullet} + HO^{-} \qquad (1)$$

O desempenho óptimo do reagente de Fenton ocorre em meio ácido. Além da reacção principal anterior são possíveis diversas reacções competitivas no caso do reagente de Fenton, envolvendo Fe^{2+}, Fe^{3+}, H_2O_2, radicais hidroxilo e radicais superóxido:

$$Fe^{2+} + HO^{\bullet} \rightarrow Fe^{3+} + HO^{-} \quad (2)$$

$$H_2O_2 + HO^{\bullet} \rightarrow H_2O + HO_2^{\bullet} \quad (3)$$

$$Fe^{2+} + HO_2^{\bullet} \rightarrow Fe^{3+} + HO_2^{\bullet} \quad (4)$$

$$Fe^{3+} + HO_2^{\bullet} \rightarrow Fe^{2+} + O_2 + H^{+} \quad (5)$$

O radical $HO^{\bullet}$ produzido pela equação (1) reage rapidamente com substâncias orgânicas (RH). Este radical tem provado ser efectivamente reactivo com uma variedade de compostos como álcoois, éteres, fenóis clorados, pesticidas, etc., presentes em águas residuais.

$$RH + HO^{\bullet} \rightarrow R^{\bullet} + H_2O \quad (6)$$

Os possíveis compostos orgânicos presentes no meio de reacção podem sofrer uma abstracção de um átomo de hidrogénio (ou adição do próprio radical $HO^{\bullet}$ no caso de olefinas) originando novos radicais ($R^{\bullet}$) que subsequentemente podem ser oxidados por Fe^{3+}, mas podem também sofrer dimerização ou serem reduzidos por Fe^{2+}:

$$R^{\bullet} + Fe^{3+} \rightarrow R^{\bullet} + H_2O \quad (7)$$

$$R^{\bullet} + R^{\bullet} \rightarrow \text{produto (dímero)} \quad (8)$$

$$R^{\bullet} + Fe^{2+} \rightarrow RH + Fe^{3+} \quad (9)$$

A reacção (7) regenera Fe^{2+} o que garante a continuidade da reacção em cadeia podendo conduzir, em última instância, à decomposição do substrato orgânico em dióxido de carbono e água.

O reagente de Fenton possui características atractivas para a sua utilização no tratamento de efluentes problemáticos. Na presença de substratos orgânicos (RH) os radicais hidroxilo, espécies com um tempo de vida curto e extremamente reactivas, promovem a sua oxidação gerando novos radicais; os compostos que constituem a base do processo (peróxido de hidrogénio e sulfato ferroso) são economicamente acessíveis e, por último, estes compostos são seguros, se manipulados correctamente, e com impacto ambiental reduzido já que os produtos finais de reacção são água, oxigénio e hidróxido de ferro.

2 MATERIAL E MÉTODOS

As águas ruças foram recolhidas no lagar da Cooperativa Agrícola dos Olivicultores de Murça. A água residual em estudo era previamente homogeneizada e diluída 10 vezes (Quadro 1).

Quadro 1. Caracterização das águas ruças.

Parâmetros	CQO (mg O_2/L)	Polifenóis Totais (mg de ác.gálico/L)	Aromaticidade (A_{254nm})	Turvação (NTU)	pH
Valores iniciais	900	136,7	1,9798	9,45	5,35

As experiências foram desenvolvidas num sistema de *Jar-Test,* marca Isco (Figura 1), munido de quatro unidades de teste. Cada uma delas possui agitação com regulador de velocidade para mistura rápida ou lenta nas etapas de coagulação e floculação respectivamente. Utilizaram-se amostras de 500 mL e distintos coagulantes/floculantes: $Ca(OH)_2$, $Al_2(SO_4)_3$, $FeSO_4$, $FeCl_3$. Para cada caso procurou optimizar-se o pH, a dosagem do coagulante a aplicar e a influência complementar da adição de um polielectrólito (catiónico, aniónico e não iónico).



Figura 1 – Aparelho de *Jar-Test*: realização de ensaios com água ruça.

Na 1ª parte do trabalho, os ensaios experimentais de coagulação/floculação química, colocavam-se 500 mL da correspondente fracção de água ruça diluída, em cada um dos copos. Adicionavam-se volumes diferentes da solução do coagulante/floculante em cada unidade e após a adição promovia-se uma agitação intensa (200 rpm) às amostras durante 3 minutos, e seguidamente uma agitação lenta (20 rpm) durante 20 minutos. Terminada a agitação das amostras, concedia-se 30 minutos de repouso para permitir uma sedimentação dos flocos. A mesma metodologia foi seguida nos ensaios com os polielectrólitos estudados de natureza catiónica, aniónica e não iónica.

Na 2ª fase do trabalho realizaram-se experiências de oxidação química aplicando o reagente de Fenton. Os ensaios experimentais do reagente de Fenton tinham ínicio com a

adição ao reactor, contendo o sobrenadante de água ruça entretanto retirado dos ensaios de coagulação/floculação, de uma quantidade apropriada de sulfato ferroso hepta-hidratado e ajustando-se o pH da mistura reagente a 3,5 com algumas gotas de ácido sulfúrico 5M. A reacção de Fenton iniciava-se com a adição de um volume apropriado de peróxido de hidrogénio (30% m/m). No decorrer da reacção retiravam-se amostras, em intervalos de tempo bem defenidos, para posterior análise. A eficiência do processo Fenton foi também acompanhada pela determinação de diferentes parâmetros como CQO, turvação, aromaticidade, polifenóis totais e pH.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Ensaios de coagulação/floculação química

Na primeira parte o estudo centrou-se na realização de ensaios de coagulação/floculação química da água ruça. Procurou determinar-se experimentalmente o comportamento de diferentes coagulantes comummente utilizados: cal, sulfato de alumínio, sulfato ferroso e cloreto férrico.

Nas figuras seguintes (Figuras 2 a 5) são apresentados os valores de remoção dos parâmetros carência química de oxigénio (CQO), turvação, aromaticidade e polifenóis totais, correspondentes aos ensaios de cada coagulante.

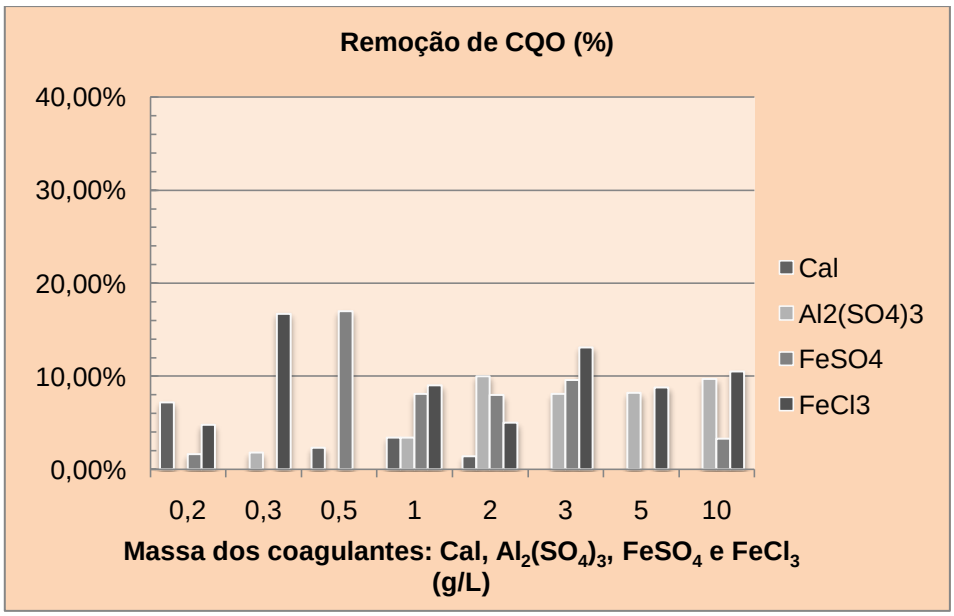


Figura 2. Remoção de CQO (em percentagem) dos ensaios com soluções de cal, sulfato de alumínio, sulfato ferroso e cloreto férrico.

Analisando a Figura 2 referente à percentagem de redução de CQO, verifica-se que a cal é, aparentemente, o coagulante menos eficaz, pois apresenta valores de remoção muito baixos sendo em alguns casos praticamente nulos. O sulfato ferroso apresenta o melhor resultado de remoção no ensaio em que se utilizou 0,5 g/L. O cloreto férrico apresenta os

melhores resultados a 0,3, 1, 3, 5 e 10 g/L, com remoções de 16,7%, 9,0%, 13,1%, 8,8% e 10,5% respectivamente. O sulfato de alumínio é o segundo coagulante mais eficaz na remoção de CQO, obteve 10,0%, 8,1%, 8,2%, e 9,7% de redução para 2, 3, 5 e 10 g/L, respectivamente.

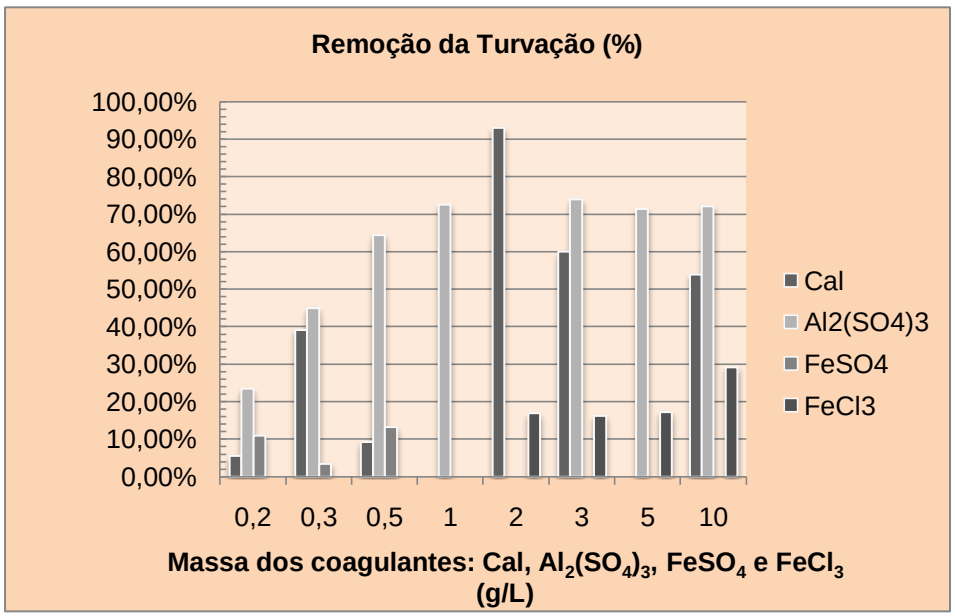


Figura 3. Remoção da turvação (em percentagem) dos ensaios com soluções de cal, sulfato de alumínio, sulfato ferroso e cloreto férrico.

Convém notar que se utilizou para o cálculo da remoção de cada um dos parâmetros em estudo a fórmula geral:

$$\%\ \text{Remoção} = \frac{(\text{Parâmetro})_{\text{inicial}} - (\text{Parâmetro})_{\text{final}}}{(\text{Parâmetro})_{\text{inicial}}} \times 100$$

No caso da percentagem de remoção da turvação (Figura 3) a cal é, genericamente, o segundo coagulante que apresentou valores mais elevados de redução, sendo o sulfato de alumínio o melhor coagulante na remoção da turvação. Para os volumes de 0,2, 0,3, 0,5, 1, 3, 5 e 10 g/L o sulfato de alumínio reduziu 23,5%, 45%, 64,5%, 72,5%, 74%, 71,4% e 72,2% da turvação, respectivamente. No ensaio de 2 g/L a cal reduziu 93% da turvação.

O sulfato ferroso apresentou valores muito reduzidos de remoção de turvação para quase todos os ensaios. Apenas nos ensaios com 0,2 e 0,3 g/L é que se atingiram 11% e 3,5% de remoção. Quanto ao cloreto férrico, já se consegue alguma redução da turvação, mas só nos ensaios com o volume de 2, 3, 5 e 10 g/L, sendo neste último ensaio o valor mais elevado. Para os primeiros ensaios praticamente não se observaram alterações relevantes.

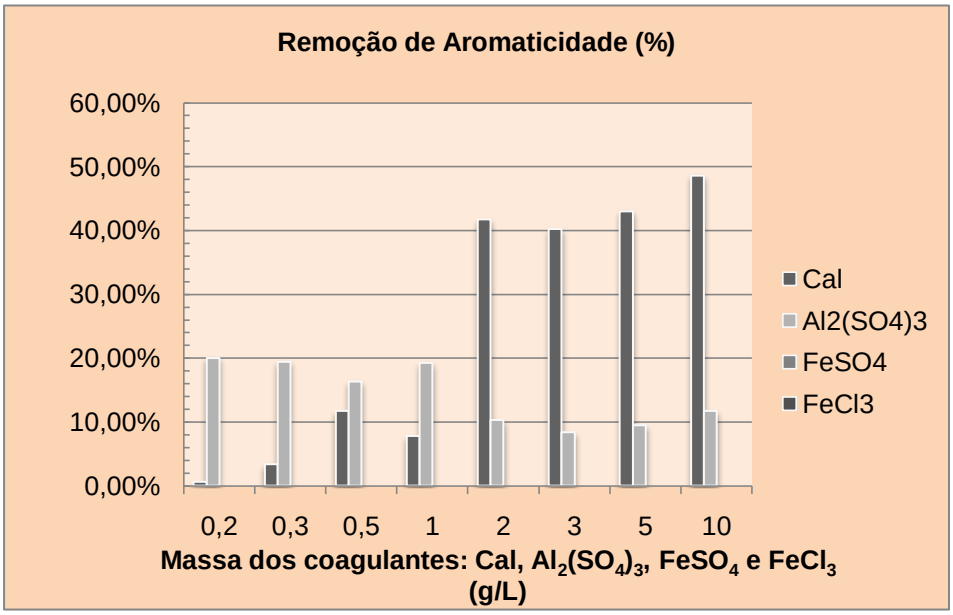


Figura 4. Remoção da aromaticidade (em percentagem) dos ensaios com soluções de cal, sulfato de alumínio, sulfato ferroso e cloreto férrico.

Partindo da análise da Figura 4, deduz-se que apenas a cal e o sulfato de alumínio apresentam reduções na aromaticidade. Os outros dois coagulantes, sulfato ferroso e cloreto férrico, não revelam alterações neste parâmetro.

A cal apresentou valores mais elevados de redução da aromaticidade para os ensaios com 2, 3, 5 e 10 g/L, com reduções de 41,7%, 40,2%, 43,0% e 48,6% respectivamente. O sulfato de alumínio foi para os ensaios com volumes de 0,2, 0,3, 0,5 e 1 g/L o que obteve melhores resultados. A cal é, de uma forma geral, o melhor coagulante na remoção da aromaticidade.

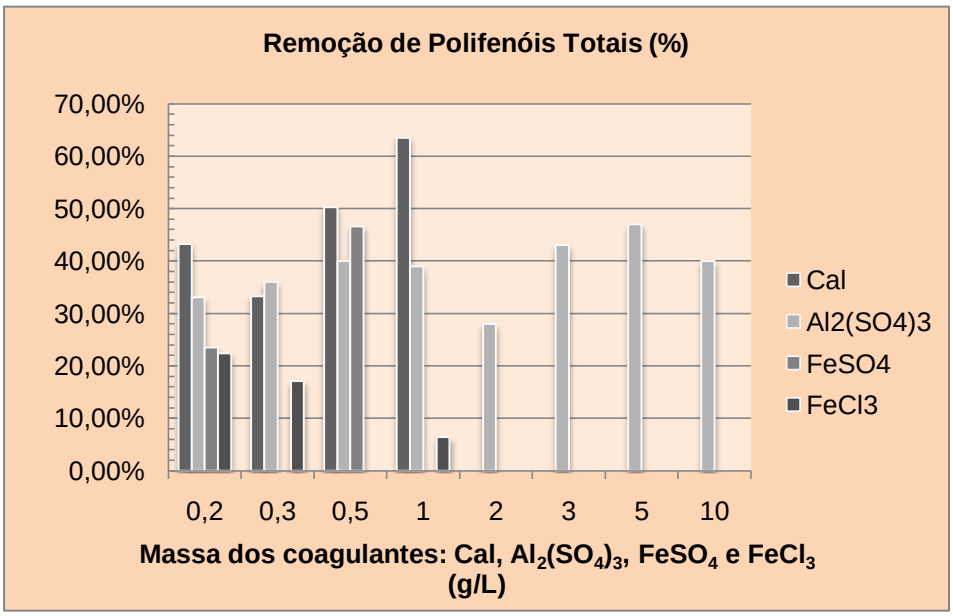


Figura 5. Remoção de polifenóis totais (em percentagem) dos ensaios com soluções de cal, sulfato de alumínio, sulfato ferroso e cloreto férrico.

Como acontece na remoção da turvação e da aromaticidade, é a cal e o sulfato de alumínio que melhores valores de redução de polifenóis totais apresentam (Figura 5). A cal obteve valores de remoções de 43,3%, 33,3%, 50,3% e 63,5% para os ensaios com volumes de 0,2, 0,3, 0,5 e 1 g/L. Nos restantes ensaios não apresenta redução significativa dos polifenóis totais.

O sulfato de alumínio para todos os ensaios conseguiu reduções significativas, sendo este o único coagulante a reduzir polifenóis totais nos ensaios com 2, 3, 5 e 10 g/L. É no ensaio de 5 g/L que o sulfato de alumínio obteve o valor mais elevado de redução, sendo este de 47,0%.

O sulfato ferroso apenas consegue reduzir o teor de polifenóis totais nos ensaios com 0,2 e 0,5 g/L. Para o cloreto férrico, os valores de remoção conseguidos foram os mais baixos dos quatro coagulantes. Este coagulante só apresentou remoção para três ensaios.

Numa análise geral dos resultados obtidos para os diferentes parâmetros, e embora a cal tenha revelado um comportamento muito interessante, seleccionou-se o sulfato de alumínio como o coagulante que apresenta o melhor compromisso de redução de todos os parâmetros.

Noutra perspectiva, no Quadro 2, são apresentados os resultados percentuais de remoção da CQO, turvação, aromaticidade e polifenóis totais conseguidos com os ensaios dos polielectrólitos.

Os ensaios referidos como PC1 correspondem ao polielectrólito Drewfloc 441 (catiónico), PC2 ao polielectrólito Drewfloc 446 (catiónico), PA ao polielectrólito Drewfloc 260 (aniónico) e por fim com a referência PNI são os ensaios com o polielectrólito Drewfloc 306 (não iónico).

Quadro 2. Valores de remoção (em percentagem) da CQO, turvação, aromaticidade e polifenóis totais com os polielectrólitos.

Polielectrólitos	% Remoção dos parâmetros			
	CQO (mg de O_2/L)	Turvação (NTU)	Aromaticidade ($Abs_{254\ nm}$)	Polifenóis totais (mg de ác.gálico/L)
PC1	-	22,7%	6,4%	40,3%
PC2	-	-	5,6%	40,8%
PA	-	5,4%	11,4%	43,1%
PNI	-	49,6%	12,2%	47,2%

Pelos resultados obtidos nos ensaios com os polielectrólitos identificou-se o polielectrólito não iónico como o melhor na redução dos parâmetros estudados. Verifica-se uma diminuição significativa da turvação (49,6%), do teor em polifenóis totais (47,2%) e uma pequena remoção de aromaticidade (12,2%). Os quatro polielectrólitos utilizados apresentaram valores satisfatórios para os parâmetros em estudo excepto para o parâmetro CQO.

3.2 Ensaios com reagente de Fenton

Nesta segunda parte do trabalho experimental, mantendo o sulfato de alumínio como o coagulante que corresponde ao melhor compromisso de eficiência para o tratamento da água ruça, partimos para ensaios com o reagente de Fenton utilizando uma segunda amostra de efluente. No Quadro 3 apresenta-se a caracterização geral desta amostra de água ruça.

Quadro 3 - Valores iniciais de CQO, polifenóis totais, turvação e aromaticidade da segunda amostra de água ruça diluída (1:10).

Parâmetros	CQO (mg O_2/L)	Polifenóis Totais (mg de ác.gálico/L)	Aromaticidade ($A_{254\ nm}$)	Turvação (NTU)
Valores iniciais	1050	385,1	2,178	10,41

No procedimento experimental dos ensaios com o reagente de Fenton, utilizaram-se 2,0 g/L do coagulante sulfato de alumínio e diferentes volumes e massas de H_2O_2 e $FeSO_4.7H_2O$ respectivamente. Assim, os ensaios realizados correspondem a um tratamento duplo:

Etapa 1: aplicação de sulfato de alumínio (coagulante/floculante químico)

Etapa 2: aplicação do reagente de Fenton (oxidação química)

A combinação, nesta 2ª fase, com o processo Fenton permitiu uma redução suplementar nos parâmetros estudados (Quadro 4). Após a realização de testes preliminares, decidiu-se utilizar um volume de 10 mL de H_2O_2 (30% m/m) e uma massa de 1,810 g de $FeSO_4.7H_2O$ para um volume de água ruça de 0,5 L, como valores práticos do reagente de Fenton.

Quadro 4 - Caracterização das águas ruças e percentagem de remoção obtida para os diferentes parâmetros ao longo das diferentes fases deste estudo.

Efluente	pH	CQO (mg O_2/L)	Turvação (NTU)	Polifenóis Totais (mg ác.gálico/L)	Aromaticidade ($A_{254\ nm}$)
Água ruça inicial *(diluição 1:10)*	5,35	1050	10,41	385,1	2,178
Após coagulação-floculação (com *sulfato de alumínio*) – Fase 1	4,10	948	2,86	179,7	1,420
Após reagente de Fenton – Fase 2	3,00	106	0,63	46,6	0,374
Redução global (%)	-	89,9	93,9	87,9	82,8

Pelos resultados apresentados e analisados, concluímos que a aplicação do reagente de Fenton, para as condições de 10 mL de H_2O_2 e 1,810 g de $FeSO_4.7H_2O$, traduz-se numa redução global de CQO elevada (89,9%) bem como da turvação (93,9%), polifenóis totais (87,9%) e aromaticidade (82,8%), resultante da acção oxidativa dos radicais hidroxilo ($HO^{\bullet}$) gerados no meio reaccional.

4 CONCLUSÕES

De uma forma geral, os resultados obtidos neste trabalho mostram que a conjugação de um processo de coagulação/floculação química, envolvendo sulfato de alumínio, com a oxidação química, utilizando o reagente de Fenton, são eficazes na redução dos principais parâmetros característicos das águas ruças.

Nos ensaios de coagulação/floculação química seleccionou-se, entre os quatro coagulantes, o sulfato de alumínio como o melhor compromisso para a redução dos parâmetros estudados, utilizando-se uma dosagem de 2,0 g/L. Subsequentemente sugere-se a aplicação do reagente de Fenton em teores de 10 mL de H_2O_2 e 1,810 g de $FeSO_4.7H_2O$ para tratamento de 0,5 L de água ruça.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Antunes, R.M. (2006). *Odores em estações de tratamento de águas residuais urbanas*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa. Lisboa.

APHA, AWWA, WPCF (1992). *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*. 17th Ed., Washington DC, USA.

Bratby J. (2006). *Coagulation and flocculation in water and wastewater treatment.* IWA Publishing, 2nd Ed., London, United Kingdom.

Correia, S.H. (2008). *Contribuição para a análise da presença de arsénio em águas de abastecimento e sua remoção por precipitação química*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa. Lisboa.

Cossu R., Blakey N., Cannas P. (1993). Influence of codisposal of municipal solid waste and olive vegetation water on the anaerobic digestion of a sanitary landfill. *Water Science Technology* 27 (2), 261-271.

Gutiérrez F., Izquierdo J.R. (1994). *Criterios de calidad aplicables a los aceites de oliva: métodos de análisis fisicoquímicos y organoléptidos*. VII Corso Internazionale Sul Miglioramento della Qualitá dell' Olio d' Oliva. Consiglio Oleicolo Internazionale. Associazione tra Produttori Olivicoli della Província de Lecce. Lecce, Itália.

Lucas M.S., Peres J.A. (2009a). Removal of COD from olive mill wastewater by Fenton's reagent: kinetic study. *Journal of Hazardous Materials* 168, 1253-1259.

Lucas M.S., Peres, J.A. (2009b). Treatment of olive mill wastewater by a combined process: Fenton's reagent and chemical coagulation. *Journal of Environmental Science and Health - Part A* 44 (2), 198-205 (2009).

Netto J.M., Martiniano J., Parlatore A. C., Rossin A.C. (1977). *Técnica de Abastecimento e Tratamento de Água*. Volume II, Tratamento de Água, Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental, São Paulo, Brasil.

Oliveira J.F.S. (1995). *A lagunagem em Portugal: Conceitos Básicos e Aplicações Práticas*. Edições Universitárias Lusófonas.

Padilla R.B., Martin A.M., Ursinos F.R. (1991). Influencia de la concentración de sustrato sobre la cinética del processo de biometanización del alpechín, en biorreactores de leche fluidizado com microorganismos inmovilizados. *Grasas y Aceites* 42 (5), 363-370.

Pavanelli, G. (2001). *Eficiência de diferentes tipos de coagulantes na coagulação, floculação e sedimentação de água com cor ou turbidez elevada*, Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo. São Paulo. Brasil.

Peres, J.A. (2001). *Degradação de ácidos fenólicos por processos de oxidação avançados e pré-tratamento de águas ruças pelo reagente de Fenton.* Tese de Doutoramento, Universidade de Trás-os-Montes e Ato Douro. Vila Real.

Sebadelhe, C.M. (2008). *Contribuição do sector azeite para a produção de Biodiesel*. Tese de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

Silva, M.A. (1993). "*Isolamento e caracterização dos polissacarídeos das paredes celulares da azeitona*", *Tese de Doutoramento*, Universidade de Aveiro.

Soares, T.F. (2009). *Remoção da carga orgânica afluente à ETAR de Tolosa por coagulação-floculação química.* Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa. Lisboa.

Tchobanoglous G., Burton F.L., Stensel, H.D. (2003). *Wastewater engineering: treatment and reuse*, Metcalf & Eddy, 4th ed., McGraw-Hill, New York.

PÓS-TRATAMENTO DE EFLUENTE SANITÁRIO, UTILIZANDO FILTRO ANAERÓBIO COMO REATOR DE DESNITRIFICAÇÃO PARA REÚSO AGRÍCOLA

Paula Regina C. B. SENNA[(1)], Bruno CORAUCCI FILHO[(2)], Adriano LUIZ TONETTI[(3)]

(1) Mestranda da Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP /FEC; Departamento de Saneamento e Ambiente. End: R. Carlos Diniz Leitão 129, Barão Geraldo; Campinas / SP. Brasil. CEP 13.084.225

TEL: 55 19 9341 4978
Email: paulacoeli@gmail.com

(2) Dr. em Engenharia Civil pela Universidade de São Paulo, Prof. Associado da Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP. End: Av. Albert Einstein, 951 - Caixa Postal: 6021 - CEP: 13083-852 - Campinas – SP

TEL: 55 19 3521 2373
Email: bruno@fec.unicamp.br

(3) Dr. em Engenharia Civil pela Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP / FEC,

TEL: 55 19 3227 2073
Email: altonetti@yahoo.com.br

RESUMO

De acordo com a ONU, estamos prestes a viver uma crise global em relação a água. Aumenta-se portanto a necessidade de se desenvolver uma cultura e política de conservação de água em todos os setores da sociedade, fazendo do reúso consciente e planejado de águas residuárias um eficaz instrumento para garantir a sustentabilidade da gestão de recursos hídricos. Deste modo o objetivo deste trabalho é incentivar o reúso do efluente na agricultura., onde o processo de desnitrificação é fundamental para evitar lixiviação do nitrato e contaminação do lençol Freático. Este estudo se deu em duas fases avaliando-se a desnitrificação de uma parcela do efluente sanitário através da combinação de filtro anaeróbio com filtro de areia. Na primeira fase a água residuária passou inicialmente por filtros anaeróbios com recheio de bambu (FB1, FB2, FB3, e FB4), sendo na sequência direcionada 50lm^{2}dia-^{1} para o filtro de areia (FA1) seu efluente era armazenado e aplicado no filtro anaeróbio com recheio de brita (RD1), variando-se o tempo de detenção hidráulica (TDH) entre 4 e 8horas. A fonte de carbono utilizada foi o próprio efluente anaeróbio, atingindo-se até 60% de desnitrificação com TDH de 8 horas. Numa segunda fase analisou-se o efluente do reator anaeróbio FB2, de acordo com parâmetros físico químicos, onde caracterizou-se um ambiente favorável para promover a desnitrificação.

Palavras-chave: *esgoto, filtro de areia, nitrato, tratamento*

1. INTRODUÇÃO

Segundo dados do IBGE 2000, os distritos brasileiros com coleta de esgoto sanitário se dividem entre os 1/3 que tratam o esgoto coletado (33,8%) e os quase 2/3 que não dão nenhum tipo de tratamento ao esgoto produzido (66,2%). Nestes distritos, o esgoto é despejado *in natura* nos corpos de água ou no solo, comprometendo a qualidade da água utilizada para o abastecimento, irrigação e recreação, sendo este um dos principais responsáveis pela eutrofização

Segundo FIGUEIRÊDO. M, C, B, *et al* (2007) A eutrofização das águas significa seu enriquecimento por nutrientes, principalmente nitrogênio e fósforo. Outro problema que envolve os nutrientes, está relacionada a um dos compostos nitrogenados, o nitrato, composto cada vez mais encontrado em água de poços. Este íon geralmente ocorre em baixos teores nas águas superficiais, mas pode atingir altas concentrações em águas profundas. O seu consumo por meio das águas de abastecimento está associado a dois efeitos adversos à saúde: a indução à metemoglobinemia, especialmente em crianças, e a formação potencial de nitrosaminas e nitrosamidas carcinogênicas. O desenvolvimento da metemoglobinemia a partir do nitrato nas águas potáveis depende da conversão bacteriana deste para nitrito durante a digestão, o que pode ocorrer na saliva e no trato gastrointestinal (AWWA apud SOUZA et al 2007)

A contaminação dos cursos de água pelo efluente não tratado, além de gerar problemas de saúde aumenta ainda mais os problemas com escassez de água. Tal situação é agravada pela distribuição desigual de recursos hídricos: atualmente, existem 26 países que abrigam 262 milhões de pessoas e que se enquadram na categoria de áreas com escassez de água. Segundo MANCUSO e SANTOS (2003), pelo menos 8% da reserva mundial de água doce estão no Brasil, sendo que 80 % concentram-se na Região Amazônica e somente 20 % encontram-se distribuídos nas regiões onde vivem 95 % da população brasileira, afirmam ainda que, do total de água consumido atualmente no Brasil, 70 % são aplicados na agricultura e os 30 % remanescentes destinam-se a usos domésticos e industriais, em partes iguais, e é possível que antes do término desta década, o consumo de água na agricultura chegue a 80 %, aumentando os conflitos de uso que hoje ocorrem na grande maioria das bacias hidrográficas brasileiras, principalmente naquelas com desenvolvimento agrícola e urbano significativo, afirma também a Organização Mundial de Saúde (2009) que em torno de 2025 a população mundial será de 8.9 bilhões e será a máxima que o suprimento de água na terra pode suportar.

Além dos problemas de ordem políticos, existem aqueles de escolha da alternativa mais adequada de planos e projetos de saneamento, que estão diretamente relacionados com a tomada de decisão (política, econômica, social e ambiental).

Conforme diz SACHS (1986) "Em vez de se adaptar o ecossistema a tecnologias importadas, testadas em condições ecológicas e culturais diferentes e que tendam a destruir o sistema, produzindo efeitos sociais desastrosos, a idéia é a de adotar uma nova atitude, desenhando-se tecnologias apropriadas as condições natural e social em que deverão ser utilizadas".

Estudos desenvolvidos por von Sperling & Chernicharo (2000) indicam que as tecnologias de tratamento de esgotos empregadas no Brasil são eficientes somente no que se refere à remoção de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO), Demanda Química de Oxigênio (DQO) e Sólidos em Suspensão (SS). Entretanto, não produzem um efluente compatível com os padrões de qualidade exigidos pela legislação, em termos de amônia, nitrogênio, coliformes fecais e, principalmente, fósforo. Percebe-se um significativo distanciamento entre os objetivos alcançados no tratamento de esgotos no Brasil e os já atingidos em países desenvolvidos, de acordo com METCALF &EDDY 2003, os países desenvolvidos começaram a incorporar remoção de nutrientes ainda na década de 70 e 80.

Contudo foi firmado em 1992 um compromisso para a mudança nos padrões de desenvolvimento na Conferência das Nações Unidas sobre Meio Ambiente e Desenvolvimento, realizada no Rio de Janeiro, em 1992, denominando-o, Agenda 21. Neste documento, foi recomendo, como metas para a melhora de qualidade de vida da população, a redução da poluição causada pelo lançamento de esgotos urbanos nos corpos d'água, envolvendo as atividades como: implementar cobrança pelo uso da água e pelo lançamento de efluentes; estudar e difundir tecnologias de baixo custo para tratamento de esgotos; estudar tecnologias de reúso da água e impor obrigatoriedade do tratamento de esgotos para certas categorias de cidades

Com toda problemática envolvendo a água, cresce a necessidade de se desenvolver estações de tratamento de esgoto avançadas e principalmente de baixo custo onde o esgoto possa ser tratado e lançado em corpos hídricos dentro dos padrões exigidos ou ser reutilizado principalmente na irrigação, resguardando assim as fontes de água de boa qualidade para uso nobre.

2 MATERIAIS E MÉTODO

Esta pesquisa desenvolvida na Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, foi executada na área pertencente ao Laboratório de Protótipos Aplicados ao Tratamento de Águas e Efluentes (LABPRO). O efluente (esgoto bruto) empregado, é proveniente do Hospital das Clínicas (HC), localizado no campus da Unicamp, e que atende toda a região metropolitana de Campinas (SP) e posteriormente será aplicado em uma plantação de rosas, de acordo com a figura 1.



Figura 1: Demonstração do protótipo da unidade de tratamento

2.1 Materiais

Os materiais utilizados nesta investigação são descritos individualmente a seguir e representados na figura 2.1 e 2.2 juntamente com esquema geral do projeto:

Reator Anaeróbio com recheio de Bambu (FB): Construído em recipiente cilíndrico de aço inox com volume total de 500 L. O fundo é cônico e funciona como um compartimento para a distribuição do esgoto, sendo separado da região ocupada pelo meio suporte por uma grade feita de bambu, cujos espaços livres impedem a passagem das unidades constituintes do meio suporte. O material suporte adotado no filtro anaeróbio foi constituído de anéis de bambu da espécie *Bambusa tuldoides*, segundo TONETTI (2004), os anéis de bambu são leves e facilmente encontrados nas regiões brasileiras e permitem que filtros anaeróbios, tendo este material como recheio, possuam baixo custo.

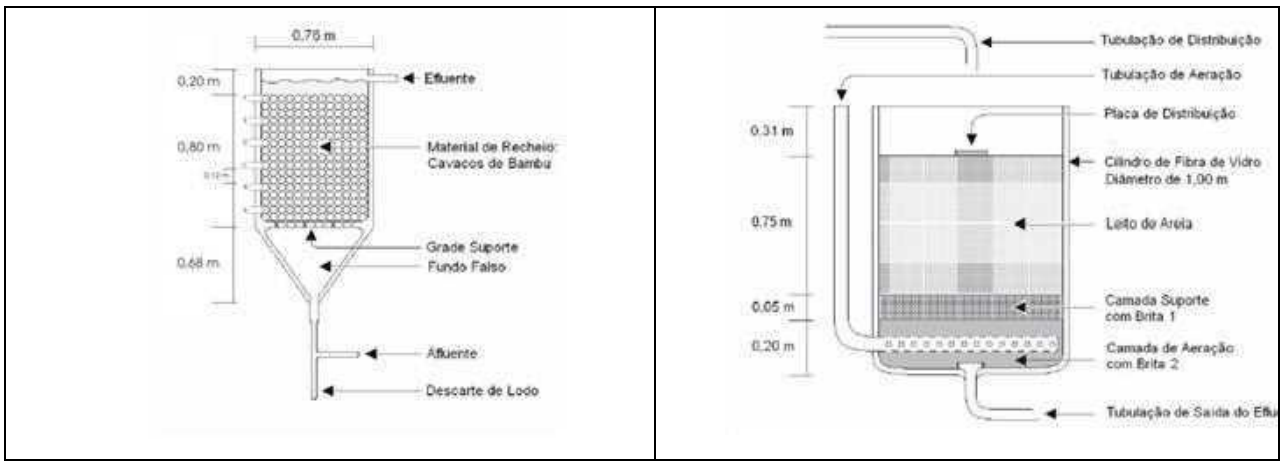


Figura 2.1: Esquema do Reator Anaeróbio com Recheio de Bambu (FB) e Filtro Aeróbio de Areia (FA)

Filtro de Areia: formado por uma caixa cilíndrica de diâmetro interno de 1,00 m, contendo três camadas de materiais posicionadas a partir da base. A primeira possuí 20

cm de espessura e é constituída por brita 4, acima a camada formada por brita 1, a função destes materiais é impedir o arraste da areia para fora do sistema. A areia empregada foi a popularmente denominada de média, classificada de acordo com procedimento apresentado pela NBR 6502 (1995).

Reator Anaeróbio com recheio de Brita (RD): Na construção destes reatores foram utilizadas caixas cilíndricas com estrutura de fibra de vidro e diâmetro interno de 1,00 m. O leito, que serve como suporte para as bactérias desnitrificantes, tem profundidade de 0,30 cm e é composto pela mesma Brita 1 adotada nas bases dos filtros de areia. O restante por brita 2, para diminuir espaços vazios e possível contato de O_2 com efluente.

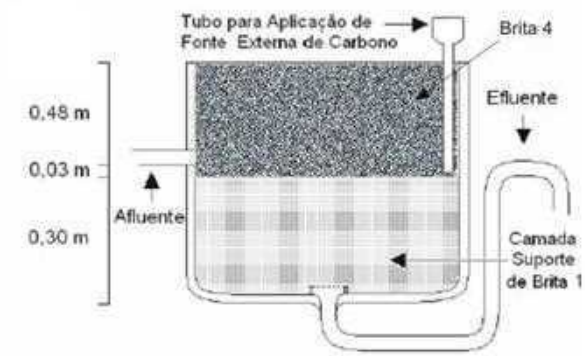
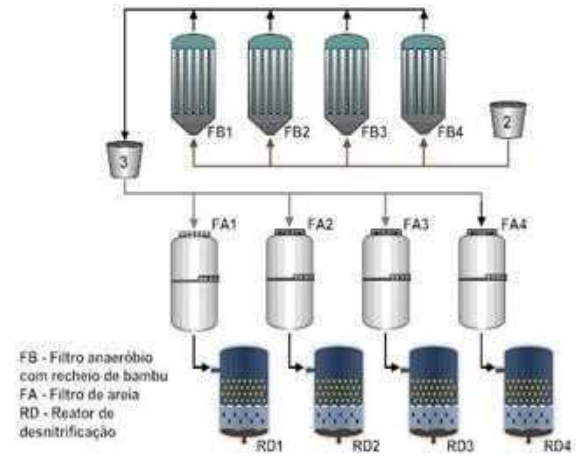
Filtro Anaeróbio com recheio de Brita	Esquema do Projeto Piloto
	

Figura 2.2: Esquemas do Filtro Anaeróbio com recheio de Brita (RD) e do Projeto Piloto

2.2 Metodologia

Em um ponto do canal por onde escoa esta água residuária é feita a captação de uma parcela do esgoto por meio de uma bomba submersa, este é lançado ao topo de uma torre de 4,50 m, onde se encontram as caixas de distribuição com capacidade de 500 L, a partir das quais é direcionado aos filtros anaeróbios

Procura-se manter o efluente das caixas de distribuição sempre em nível máximo, com vazão maior do que as dos reatores anaeróbios, com carga hidráulica uniforme, proporcionando a estes reatores uma vazão constante

O esgoto entra pela parte inferior dos filtros anaeróbios (fluxo ascendente), denominados de FB1,FB2, FB3 e FB4 e possui tempo de detenção hidráulica de 9 horas, seu efluente é armazenado em reservatório de 500L e aplicado em taxas de de 50 $Lm^{-2}.dia^{-}$ nos filtro de areia FA1, FA2, FA3 e FA4 com operação intermitente que segundo TONETTI (2008) garante uma ampla oxigenação do leito, possibilitando a total nitrificação do afluente. No filtro de areia FA4 são aplicados 300 $Lm^{2}.dia^{-}$ em taxas de

50Lm^2. Na norma brasielira (NBR 13969, 1997), recomenda-se uma taxa máxima de 200 Lm^2.dia$^-$. Tonetti (2008) contatou que acima deste limite ocorre a geração pelos filtros de areia de um efluente adequado aos padrões de lançamento quanto a matéria orgânica e fósforo, além de um completo processo de nitrificação.

O efluente que deixa o filtro FA4 é direcionado para um reservatório de 1000L e deste para outro reservatório de 350L. Parte do efluente armazenado no reservatório de 350L é direcionado para um recepiente de dosagem com volume total de 100L, deste ponto é aplicado um total de 50 Lm^{2-} do filtro de areia, o que equivale a uma aplicação de 39,3L por gravidade no reator anaeróbio com recheio de brita seu esquema pode ser observado na figura2.3, para evitar o rápido esvaziamento, e uma aplicação homogênea, com maior tempo de detenção hidráulica, sua vazão é controlada pelo registro de gaveta (figura 2.3).

Segundo TONETTI (2008), este reator com recheio de brita há necessidade de adição de fonte externa de carbono, para criar condições adequadas para redução biológica do nitrogênio, onde foram aplicados 20 e 25L do efluente anaeróbio duas vezes por dia, sendo uma às 9 e outra às18h. Nas primeiras semanas o tempo de detenção hidráulica do efluente foi de aproximadamente quatro horas e meia onde aplicou 25ml a cada 10s, a partir da sétima semana dobrou o tempo de detenção hidráulica aplicando-se aproximadamente 15ml a cada 10s.

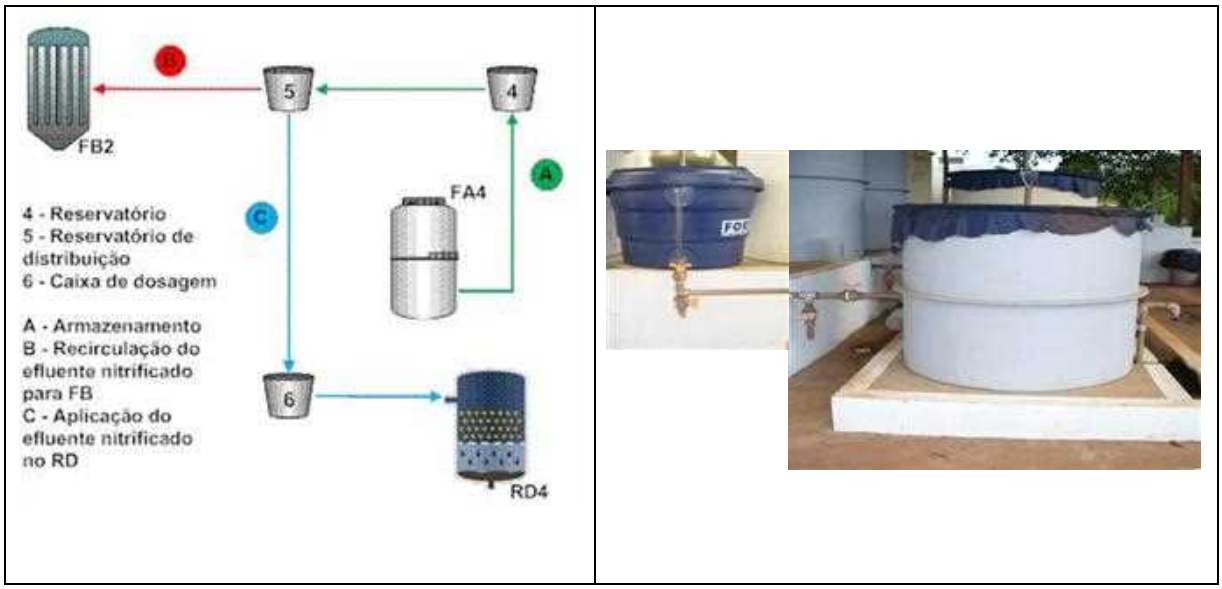


Figura 2.3 Esquema do processo estudado de desnitrificação e vista da caixa de dosagem e reator de desnitrificação

Na segunda fase foi coletada amostras do efluente em diferentes alturas do reator anaeróbio, buscando melhor eficiência da caracterização do meio e melhor ponto de recirculação do efluente nitrificado

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Uma boa eficiência na nitrificação é fundamental nesta primeira etapa do processo nitrificação desnitrificação e como observado na caracterização do reator FB, alguns valores encontrados de pH da saída do reator estavam menor do que os valores encontrados no esgoto bruto e abaixo da faixa recomendada pela literatura como ideal a nitrificação, a média dos valores encontrados era igual ao limite mínimo de 6.5 suficiente para não inibir a nitrificação. Tonetti (2008) operando sistema combinado anaeróbio aeróbio, sugere aplicação de sal para elevar o pH dos filtros aeróbios e mantendo valores satisfatórios para eficiência do processo.

3.1 Primeira fase: Desnitrificação no RD4

Segundo Tonetti (2008), Osaka *et al*., 2006 Ginege *et al*. 2004; Metcalf e Eddy (1991) entre outros citam que o reator de desnitrificação de acordo com projeto, normalmente requerem adição de uma fonte externa de carbono, para atuar como doador de elétrons, sendo assim para criar condições adequadas para redução biológica do oxigênio, aplicou-se 20L do efluente anaeróbio, provindo dos reator anaeróbio com recheio de bambu, no reator RD até a sétima semana onde aumentou o volume aplicado para 25L.

Foram feitas duas aplicações por dia, às 9h e às 22h, evitando excesso de materia orgânica próxima do horário da coleta, após a sétima semana aumentou 2.5L em cada aplicação, onde ter-se ia a associação com efluente nitrificado provindo dos filtros de areia, correspondente a 39.3L, correspondente a carga de 50Lm^2. De acordo com a figura 3.1, o efluente do reator RD não ultrapassou 20mgL^{-1}, valor recomendados para descarte em corpos.

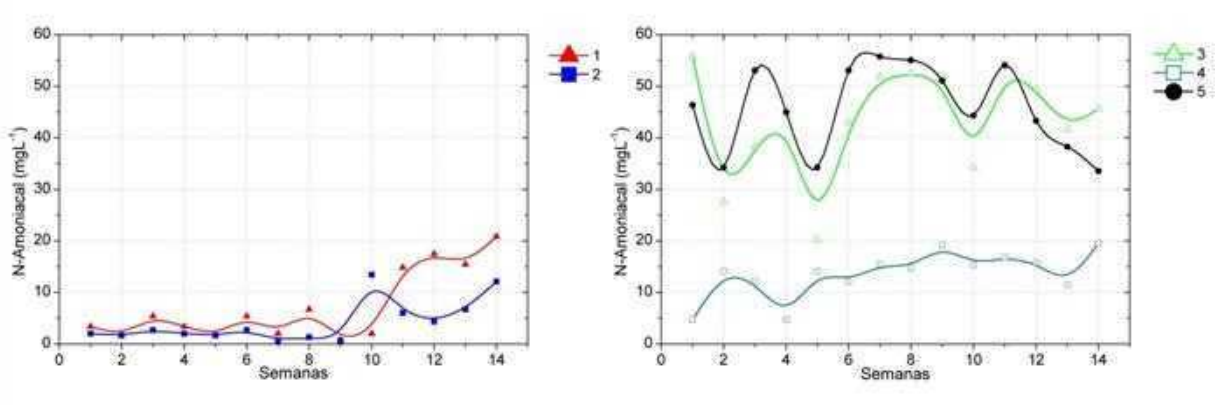


Figura 3.1: valores médios de Nitrogênio amoniacal

Quanto a relação DQO/N-NO^-_3, seus valores foram baseados nos valores do afluente do reator de desnitrificação, considerando-se a associação deste fluxo combinado com o volume diário de líquido anaeróbio disposto no reator de acordo com a equação 3.1

$$DQO_{RD} = \frac{(F \times 39{,}3 \times DQO_{FA} + 20{,}00 \times DQO_{FB})}{(F \times 39.3 + 20{,}0L)} \qquad \textit{Equação 3.1}$$

Sendo:
DQO_{RD}= valor de DQO presente na massa líquida do reator de desnitrificação
DQO_{FA}: valor da DQO do efluente do filtro de areia
F: freqüência de aplicação do filtro de areia
DQO_{FB}: DQO dos filtros anaeróbios

Para cálculo da concentração de $N\text{-}NO_3^-$, usou-se a equação 5.6

$$[N\text{-}NO_3^-]_{RD} = \frac{F.39.3 \times [N\text{-}NO_3^-]_{FA} + 20{,}0 \times [N\text{-}NO_3^-]_{FB}}{F \times 39.3 + 20}$$

Onde:
$[N\text{-}NO_3^-]_{RD}$: concentração de nitrato da massa líquida presente no reator de desnitrificação
$[N\text{-}NO_3^-]_{FA}$: concentração de N-Nitrato no efluente do filtro de areia e
$[N\text{-}NO_3^-]_{FB}$: Concentração de N- Nitrato no efluente dos filtros anaeróbios.

De acordo que as equações usados, pode-se observar na tabela 3.1 que os valores obtidos para relação DQO/$N\text{-}NO^-_3$, após adição de fonte externa de carbono estão dentro dos valores citados na literatura para completa redução do nitrato, onde van Rijn *et al* (2006) cita o limite mínimo entre 3,0 e 6,0.

Tabela 3.1 – Análise do coeficiente DQO/N - NO_3

Grupo	Contagem	Soma	Média	Variância	Agrupamento Tukey
DQO / N - NO3	6	28,22	4,70	1,48	A
DQO / N - NO3 (após sal)	6	18,65	3,11	0,11	B

R^2 = 48.9%, CV = 22.9%, fator P = 0.011
Médias seguidas pela mesma letra não diferem entre si.

3.1.1 pH, Alcalinidade e Oxigênio Dissolvido

Após a adição de 100ml de sal no afluente do reator de desnitrificação, buscando atingir condições ideiais para eficiência do processo, os valores obtidos foram de 7.1 $\pm$ 0.5. Para uma eficência nos reatores anaeróbio Chernicaro, (1997) recomenda valores compreendidos entre 6 e 8, já Speece recomenda valores entre 6,5 e 8,2, já para criar condições ideais para os organismos desnitrificantes o pH segundo Dinçer e Kargi, (2000) devem estar entre 6 e 9, limites que tais organismos conseguem tolerar, outros autores citam uma faixa entre 7 e 9. Portanto após a adição de Na_2CO_3, o afluente do reator anaeróbio estava dentro da faixa considerada ótima para promover a desnitrificação.(Tabela 3.2)

Tabela 3.2 - Valores médios de pH em Relação ao TDH e Fonte de Carbono

Grupo	Contagem	Soma	Média	Variância	Agrupamento Tukey	
Afluente RD	8	41.21	5.20	3.04	A	
Efluente RD (15ml/s - 20L)	8	45.02	5.65	1.88	A	
Afluente RD (com sal)	8	55.05	6.88	0.02	A	B
Efluente RD (20ml/s - 25L)	8	60.72	7.59	0.14		B

R^2 = 46.1%, CV = 42.5%, fator P = 0.0055
Médias seguidas pela mesma letra não diferem entre si.

Com acréscimo do sal no afluente para adequação dos valores de pH, houve simultaneamente um aumento nos valores de alcalinidade, de acordo com Tabela 3.3, estes valores aumentaram ainda mais após passagem pelo reator de desnitrificação, devido a redução bioquímica do nitrato. Confirmando assim a afirmação de van Rijin *et al* (2006), que para cada 1,00 mg de $N\text{-}NO_3^-$ reduzida a N_2, aumenta-se a alcalinidade em 3,57mgL^- de $CaCO_3$. Este processo pode ser melhor visualizado na figura 3.2.

Tabela 3.3 - Valores médios para Alcalinidado Total em relação ao TDH e Fonte de Carbono

Grupo	Contagem	Soma	Média	Variância	Agrupamento Tukey	
Afluente RD	6	356.1	59.4	8047.1	A	
Efluente RD (15ml/s - 20L)	6	437.4	72.9	7928.3	A	
Afluente RD (com sal)	6	481.5	80.3	1812.0	A	
Efluente RD (20ml/s - 25L)	6	1619.8	270.0	1206.2		B

R^2 = 65.4%, CV = 203%, fator P = 7.4E-05
Médias seguidas pela mesma letra não diferem entre si.

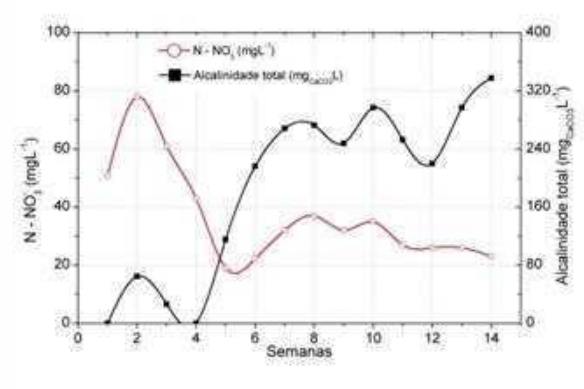


Figura 3.2 – Relação $N\text{-}NO_3^-$ e Alcalinidade Total do reator RD

Os valores de OD do afluente do reator RD encontrados foram de 5.2 $\pm$ 0.51 mgL^{-1}, estando acima dos valores recomendado para desnitrificação, porém quando comparando-se os valores de OD do afluente com os valores de OD do efluente deste reator nota-se uma acentuada redução destes valores (tabela 3.4), estando próximos do limite recomendado para. Segundo Tonetti (2008) em avaliações do efluente diretamente no interior destes reatores os valores eram bem inferiores, compreendidos entre 0,53 $\pm$ 0.1mgL^{-1}, através de formação de zonas anóxicas, que associada ao tempo de detenção hidráulica favoreceu a etapa de desnitrificação.

Tabela 3.4 - Valores médios de OD em Relação ao TDH e Fonte de Carbono

Grupo	Contagem	Soma	Média	Variância	Agrupamento Tukey	
Afluente RD (com sal)	6	11.08	1.85	0.18	A	
Efluente RD (20ml/s - 25L)	6	11.23	1.87	0.42	A	
Afluente RD	6	29.77	4.96	0.59		B
Efluente RD (15ml/s - 20L)	6	33.54	5.59	0.19		B

R^2 = 91.2%, CV = 136.6%, fator P = 9.7E-11
Médias seguidas pela mesma letra não diferem entre si.

3.1.2 Tempo de Detenção Hidráulica

Nas primeiras semanas o tempo de detenção hidráulica do efluente foi de aproximadamente quatro horas e meia onde aplicou 25ml a cada 10s, a partir da sétima semana dobrou o tempo de detenção hidráulica aplicando-se aproximadamente 15ml a cada 10s O tempo de detenção hidráulica foi fundamental, aumentando o tempo de contato do afluente com microorganismos desnitrificantes favorecendo a eficiência do processo, de acordo com tabela 3.5 Possibilitando remoção de até 60% do nitrato do efluente.

Tabela 3.5 - Concentração média de NH3-, NTK e N-Total do eflente em relação as varição de TDH e da fonte de carbono

	Grupo	*Contagem*	*Média*	*Variância*	*Agrupamento Tukey*	
N - NO_3^-	Afluente RD	6	31,5	18,7	A	
	Afluente RD (com Na_2CO_3)	6	38,825	110,4398	A	B
	Afluente RD (15mls^{-1} – 25L)	6	45,6833	516,5217	A	B
	Efluente RD (20ml s^{-1} - 20L)	6	56,8333	63,36667		B
	R^2 = 37.1%, CV = 61.1%, fator P = 0.0.023					
NTK	Afluente (RD)	6	5,096	15,0114	A	
	Afluente RD (com Na_2CO_3)	6	6,048	6,818918	A	
	Efluente RD (15ml s^{-1} - 25L)	6	20,216	53,62184		B
	Efluente RD (20ml s^{-1} - 20L)	6	27,44	8,610202		B
	R^2 = 83.7%, CV = 182.5%, fator P = 5E-8					
N T efluente	Afluente (RD)	6	44,3463	168,5105	A	
	Afluente RD (com Na_2CO_3)	6	59,0513	35,19053	A	
	Efluente (20mls^{-1} – 20L)	6	63,1093	52,27409	A	
	Efluente (15mls^{-1} – 25L)	6	66,405	686,1531	A	

R^2 = 35.8%, CV = 6.5%, fator P = 1.4E-5
Médias seguidas pela mesma letra não diferem entre si.

Os valores da temperatura também como discutidos no item 3.2 não afetaram a eficiência da desnitrificação, estando seus valores dentro da faixa recomendada na literatura, para Surampalli *et al.* (1997) encontraram uma faixa ótima no intervalo de 10 a 30°C.

3.2 Segunda fase: Caracterização do Reator Anaeróbio (FB2)

Foram feitas análises em cada ponto de saída do reator anaeróbio FB2, procurando identificar a viabilidade de desnitrificação do efluente nitrificado provindo do filtro de areia, através da sua recirculação.

Os parâmetros analisados foram aqueles considerados como fatores interferentes para promover a nitrificação-desnitrificação, como pH, alcalinidade, OD e temperatura nas tabelas 3.6 e 3.7 como também a concentração carbono, Nitrogenio Amoniacal, Nitrito e Nitrato.

Tabela 3.6- Média dos valores encontrados para os parâmetros físico-químicos analisados.

Parâmetros	Média	Máxima média	Mínima Média	Valores sugeridos pela literatura	Nº de amostras
OD (mgO_2L^-)	1.9	2.57	1.14	<1,0	12
pH	6.4	6.06	5.02	6,0 a 9,0	12
Alcalinidade Total	203.4	306	113.4	208	12
Alcalinidade Parcial	152	244	48		12

Fonte: referência bibliográfica Tonetti(2008), von Sperling (1997)

Tabela 3.7 - Média da temperatura durante caracterização

Temperatura	Média	Max média	Min média	Nº de amostras
Jan	25.7	29.8	19.8	31
Fev	25.4	30.7	20	29
Mar	24.7	29.9	19.9	31
Abr	23.05	25.5	17.6	30
mai	20	25.5	15.6	31
jun	18.8	24.8	13.6	30

Fonte: Centro de Pesquisas Meteorológicas e Científicas Aplicada a Agricultura – FEAGRI UNICAMP.

Em relação ao pH, como mostra dados estatísticos (tukey $p < 0,05$) da tabela 3.8 os valores não sofreram variação referentes ao ponto de coleta, porém algumas amostras do efluente do Reator FB foram um pouco inferior aos valores encontrados no esgoto bruto, estando abaixo dos valores considerados ótimo para nitrificação onde Surampalli *et al.* (1997) cita 7.5 como limite inferior, já USEPA (1993) recomenda que o valor esteja entre 6,5 e 8,0.

Tabela 3.8 - Valores médios de pH encontrados na caracterização do reator FB

Grupo	*Contagem*	*Soma*	*Média*	*Variância*	*Agrupamento Tukey*		
Afluente RD	9	58.82	6.54	0.07	A		
Ponto 2	9	60.18	6.69	0.03	A	B	
Ponto 1	9	60.81	6.76	0.03	A	B	C
Ponto 3	9	61.02	6.78	0.01		B	C
Efluente FB	9	62.41	6.93	0.04			C

R^2 = 35.8%, CV = 6.5%, fator P = 1.4E-5
Médias seguidas pela mesma letra não diferem entre si.

Os valores de OD, também não sofreram variação em relação ao ponto de coleta, porém alguns valores ficaram acima do recomendado pela maioria dos autores onde citam uma tolerância máxima até $2mgL^-$ na literatura como aceitável, porém Eisentraeger (1985), concorda com a maioria dos autores sobre a sensibilidade da desnitrificação em relação a OD, mas afirma que apesar da sensibilidade, esta reação

bioquímica pode ocorrer até mesmo em concentrações próximas a 4,0mg/L^{-}, devido a presença de microzonas anóxicas.

Tabela 3.9 - Valores médios de OD encontrados na caracterização do reator FB

Grupo	*Contagem*	*Soma*	*Média*	*Variância*	*Agrupamento Tukey*
Efluente FB	9	8.64	0.96	0.40	A
Ponto 3	9	12.81	1.42	0.85	A
Ponto 2	9	13.46	1.50	0.87	A
Ponto 1	9	13.91	1.55	0.91	A
Afluente RD	9	14.71	1.63	1.68	A

R^2 = 6.2%, CV = 56.1%, fator P = 0.62
Médias seguidas pela mesma letra não diferem entre si

Os valores de alcalinidade estudados para caracterização do reator, teve um comportamento diferente, pois a medida que aumentava o seu tempo de contato dentro do reator FB observou-se uma pequena variação de acordo com ponto de coleta, porém de acordo com análises estatísticas (Tukey, $p < 0,05$) apresentada na tabela 3.10, estes valores não foram significativos.

Tabela 3.10 - Valores de Alcalinidade Total encontrados na caracterização do reator FB

Grupo	*Contagem*	*Soma*	*Média*	*Variância*	*Agrupamento Tukey*
Efluente FB	9	1215.9	135.1	2261.2	A
Ponto 1	9	1719.9	191.1	3948.1	A
Afluente RD	9	1771.4	196.8	8833.0	A
Ponto 2	9	1799.7	200.0	5933.4	A
Ponto 3	9	1957.2	217.5	6446.4	A

R^2 = 13.8%, CV = 49.8%, fator P = 0.19
Médias seguidas pela mesma letra não diferem entre si.

Outro fator importante para desnitrificação como discutido no item 3.1 é a relação entre carbono e nitrato, portanto como o afluente do reator FB apresenta valores médio de DQO 630 mgO_2L^{-1}, esta relação está muito a quem da mínima estabelecida, tendo ótimas condições para promover a desnitrificação.

4 CONCLUSÃO

O Filtro de areia, FA, se mostrou eficiente no processo de nitrificação, onde alcançou uma grande redução da concentração de Nitrogênio Amoniacal, estando seus valores dentro do limite máximo estipulados pelo CONAMA 357, (2005) que determina $20mgL^{-1}$. Porém a eficiência na nitrificação comprometeu os valores referente ao Nitrato, estando estes acima de $10mgl^{-1}$ valor limite estipulado pelo CONAMA 357 (2005) em corpos hídricos de classe 1, 2 e 3.

Após a passagem do efluente do filtro de areia (FA) nitrificado pelo reator RD, houve uma queda significativa nos valores de Nitrato, antingindo 60% de desnitrificação após aumento do tempo de detenção hidráulica de 4 para 8 horas aproximadamente, podendo seu efluente ser usado moderadamente e com restrições na agricultura (FAO, 1994).

O Reator FB apresentou em sua caracterização, um ambiente favorável para microorganismos desnitrificantes, com condições ótimas para promover a desnitrificação.

REFERÊNCIAS

CHERNICHARO, C. (1997) Reatores Anaeróbios. 1a edição. Belo Horizonte, UFMG.

IBGE. INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. (2000) Pesquisa Nacional de Saneamento Básico. Rio de Janeiro.

FIGUEIRÊDO. M, C, B,; TEIXEIRA. A, S,; ARAÚJO. L,F,P,; ROSA. M,F,; PAULINO. W, D,; MOTA. S, e ARAÚJO. J, C,; (2007) Avaliação da Vulnerabilidade Ambiental de Reservatórios à Eutrofização . Eng. Sanitária Ambiental, v.12 – n. 4, pp 399-409.

FORESTI, E.; ZAIAT, M.; VALLERO, M. (2006) **Anaerobic processes as the core technology for sustainable domestic wastewater treatment**. Review in Environmental Science and Biotechnology. vol 5, pp. 3-19.

MANCUSO, P. C. S.; SANTOS, H.F.,(editores). (2003) Reúso de Água. Barueri, São Paulo.: Manole.

METCALF & EDDY. Wastewater Engineering (2003)– Treatment, Disposal and Reuse. Nova Iorque 4º ed. Hill, International Editions.

SACHS I, (1986) Ecodesenvolvimento: crescer sem destruir. São paulo, Vértice 207

SOUZA. C, M, N; FREITAS. C, M; MORAES, L, R, S. (2007) **Discursos sobre a relação saneamento-saúde-ambiente na legislação: uma análise de conceitos e diretrizes**. Eng. Sanit. Ambient. , RJ, v. 12, n 4.

SURAMPALLI, R. Y.; TYAGI, R. D.; SCHEIBLE, O. K.; HEIDMAN, J. A. (1997) Nitrification, denitrification and phosphorus removal in sequential bath reactor. Bioresearch Tecnhnology. Volume 61, pp. 151-157.

The United Nations World Water Development Report, (2009) **Water in a Changing World (WWDR-3)**

TONETTI, A. L. (2008) **Método para Tratamento de esgotos e Produção de água de reúso: filtro aneróbio combinado com filtro de areia e reator de desnitrificação**. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP. Dissertação de doutorado.

U.S.EPA. Process Design Manual for Nitrogen Control. (1975) Technology Transfer,Washington, D.C.

VAN HAANDEL, A.C.; KATO M, T;. , CAVALCANTI P, F, F e FLORENCIO L. (2006) **Anaerobic reactor design concepts for the treatment of domestic wastewater**, Reviews in Environmental Science and Bio/Technology.n° 5, p:21-38.

VON SPERLING, M. (1996) **Introdução a qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**, Vol 1, 2ª ed., Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas gerais.

PÓS-TRATAMENTO DE EFLUENTE SANITÁRIO, UTILIZANDO FILTRO ANAERÓBIO COMO REATOR DE DESNITRIFICAÇÃO PARA REÚSO AGRÍCOLA

Paula Regina C. B. SENNA[(1)], Bruno CORAUCCI FILHO[(2)], Adriano LUIZ TONETTI[(3)]

(1) Mestranda da Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP /FEC; Departamento de Saneamento e Ambiente. End: R. Carlos Diniz Leitão 129, Barão Geraldo; Campinas / SP. Brasil. CEP 13.084.225

TEL: 55 19 9341 4978
Email: paulacoeli@gmail.com

(2) Dr. em Engenharia Civil pela Universidade de São Paulo, Prof. Associado da Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP. End: Av. Albert Einstein, 951 - Caixa Postal: 6021 - CEP: 13083-852 - Campinas – SP

TEL: 55 19 3521 2373
Email: bruno@fec.unicamp.br

(3) Dr. em Engenharia Civil pela Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP / FEC,

TEL: 55 19 3227 2073
Email: altonetti@yahoo.com.br

RESUMO

De acordo com a ONU, estamos prestes a viver uma crise global em relação a água. Aumenta-se portanto a necessidade de se desenvolver uma cultura e política de conservação de água em todos os setores da sociedade, fazendo do reúso consciente e planejado de águas residuárias um eficaz instrumento para garantir a sustentabilidade da gestão de recursos hídricos. Deste modo o objetivo deste trabalho é incentivar o reúso do efluente na agricultura., onde o processo de desnitrificação é fundamental para evitar lixiviação do nitrato e contaminação do lençol Freático. Este estudo se deu em duas fases avaliando-se a desnitrificação de uma parcela do efluente sanitário através da combinação de filtro anaeróbio com filtro de areia. Na primeira fase a água residuária passou inicialmente por filtros anaeróbios com recheio de bambu (FB1, FB2, FB3, e FB4), sendo na sequência direcionada 50lm^{2}dia-^{1} para o filtro de areia (FA1) seu efluente era armazenado e aplicado no filtro anaeróbio com recheio de brita (RD1), variando-se o tempo de detenção hidráulica (TDH) entre 4 e 8horas. A fonte de carbono utilizada foi o próprio efluente anaeróbio, atingindo-se até 60% de desnitrificação com TDH de 8 horas. Numa segunda fase analisou-se o efluente do reator anaeróbio FB2, de acordo com parâmetros físico químicos, onde caracterizou-se um ambiente favorável para promover a desnitrificação.

Palavras-chave: *esgoto, filtro de areia, nitrato, tratamento*

1. INTRODUÇÃO

Segundo dados do IBGE 2000, os distritos brasileiros com coleta de esgoto sanitário se dividem entre os 1/3 que tratam o esgoto coletado (33,8%) e os quase 2/3 que não dão nenhum tipo de tratamento ao esgoto produzido (66,2%). Nestes distritos, o esgoto é despejado *in natura* nos corpos de água ou no solo, comprometendo a qualidade da água utilizada para o abastecimento, irrigação e recreação, sendo este um dos principais responsáveis pela eutrofização

Segundo FIGUEIRÊDO. M, C, B, *et al* (2007) A eutrofização das águas significa seu enriquecimento por nutrientes, principalmente nitrogênio e fósforo. Outro problema que envolve os nutrientes, está relacionada a um dos compostos nitrogenados, o nitrato, composto cada vez mais encontrado em água de poços. Este íon geralmente ocorre em baixos teores nas águas superficiais, mas pode atingir altas concentrações em águas profundas. O seu consumo por meio das águas de abastecimento está associado a dois efeitos adversos à saúde: a indução à metemoglobinemia, especialmente em crianças, e a formação potencial de nitrosaminas e nitrosamidas carcinogênicas. O desenvolvimento da metemoglobinemia a partir do nitrato nas águas potáveis depende da conversão bacteriana deste para nitrito durante a digestão, o que pode ocorrer na saliva e no trato gastrointestinal (AWWA apud SOUZA et al 2007)

A contaminação dos cursos de água pelo efluente não tratado, além de gerar problemas de saúde aumenta ainda mais os problemas com escassez de água. Tal situação é agravada pela distribuição desigual de recursos hídricos: atualmente, existem 26 países que abrigam 262 milhões de pessoas e que se enquadram na categoria de áreas com escassez de água. Segundo MANCUSO e SANTOS (2003), pelo menos 8% da reserva mundial de água doce estão no Brasil, sendo que 80 % concentram-se na Região Amazônica e somente 20 % encontram-se distribuídos nas regiões onde vivem 95 % da população brasileira, afirmam ainda que, do total de água consumido atualmente no Brasil, 70 % são aplicados na agricultura e os 30 % remanescentes destinam-se a usos domésticos e industriais, em partes iguais, e é possível que antes do término desta década, o consumo de água na agricultura chegue a 80 %, aumentando os conflitos de uso que hoje ocorrem na grande maioria das bacias hidrográficas brasileiras, principalmente naquelas com desenvolvimento agrícola e urbano significativo, afirma também a Organização Mundial de Saúde (2009) que em torno de 2025 a população mundial será de 8.9 bilhões e será a máxima que o suprimento de água na terra pode suportar.

Além dos problemas de ordem políticos, existem aqueles de escolha da alternativa mais adequada de planos e projetos de saneamento, que estão diretamente relacionados com a tomada de decisão (política, econômica, social e ambiental).

Conforme diz SACHS (1986) "Em vez de se adaptar o ecossistema a tecnologias importadas, testadas em condições ecológicas e culturais diferentes e que tendam a destruir o sistema, produzindo efeitos sociais desastrosos, a idéia é a de adotar uma nova atitude, desenhando-se tecnologias apropriadas as condições natural e social em que deverão ser utilizadas".

Estudos desenvolvidos por von Sperling & Chernicharo (2000) indicam que as tecnologias de tratamento de esgotos empregadas no Brasil são eficientes somente no que se refere à remoção de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO), Demanda Química de Oxigênio (DQO) e Sólidos em Suspensão (SS). Entretanto, não produzem um efluente compatível com os padrões de qualidade exigidos pela legislação, em termos de amônia, nitrogênio, coliformes fecais e, principalmente, fósforo. Percebe-se um significativo distanciamento entre os objetivos alcançados no tratamento de esgotos no Brasil e os já atingidos em países desenvolvidos, de acordo com METCALF &EDDY 2003, os países desenvolvidos começaram a incorporar remoção de nutrientes ainda na década de 70 e 80.

Contudo foi firmado em 1992 um compromisso para a mudança nos padrões de desenvolvimento na Conferência das Nações Unidas sobre Meio Ambiente e Desenvolvimento, realizada no Rio de Janeiro, em 1992, denominando-o, Agenda 21. Neste documento, foi recomendo, como metas para a melhora de qualidade de vida da população, a redução da poluição causada pelo lançamento de esgotos urbanos nos corpos d'água, envolvendo as atividades como: implementar cobrança pelo uso da água e pelo lançamento de efluentes; estudar e difundir tecnologias de baixo custo para tratamento de esgotos; estudar tecnologias de reúso da água e impor obrigatoriedade do tratamento de esgotos para certas categorias de cidades

Com toda problemática envolvendo a água, cresce a necessidade de se desenvolver estações de tratamento de esgoto avançadas e principalmente de baixo custo onde o esgoto possa ser tratado e lançado em corpos hídricos dentro dos padrões exigidos ou ser reutilizado principalmente na irrigação, resguardando assim as fontes de água de boa qualidade para uso nobre.

2 MATERIAIS E MÉTODO

Esta pesquisa desenvolvida na Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, foi executada na área pertencente ao Laboratório de Protótipos Aplicados ao Tratamento de Águas e Efluentes (LABPRO). O efluente (esgoto bruto) empregado, é proveniente do Hospital das Clínicas (HC), localizado no campus da Unicamp, e que atende toda a região metropolitana de Campinas (SP) e posteriormente será aplicado em uma plantação de rosas, de acordo com a figura 1.



Figura 1: Demonstração do protótipo da unidade de tratamento

2.1 Materiais

Os materiais utilizados nesta investigação são descritos individualmente a seguir e representados na figura 2.1 e 2.2 juntamente com esquema geral do projeto:

Reator Anaeróbio com recheio de Bambu (FB): Construído em recipiente cilíndrico de aço inox com volume total de 500 L. O fundo é cônico e funciona como um compartimento para a distribuição do esgoto, sendo separado da região ocupada pelo meio suporte por uma grade feita de bambu, cujos espaços livres impedem a passagem das unidades constituintes do meio suporte. O material suporte adotado no filtro anaeróbio foi constituído de anéis de bambu da espécie *Bambusa tuldoides*, segundo TONETTI (2004), os anéis de bambu são leves e facilmente encontrados nas regiões brasileiras e permitem que filtros anaeróbios, tendo este material como recheio, possuam baixo custo.

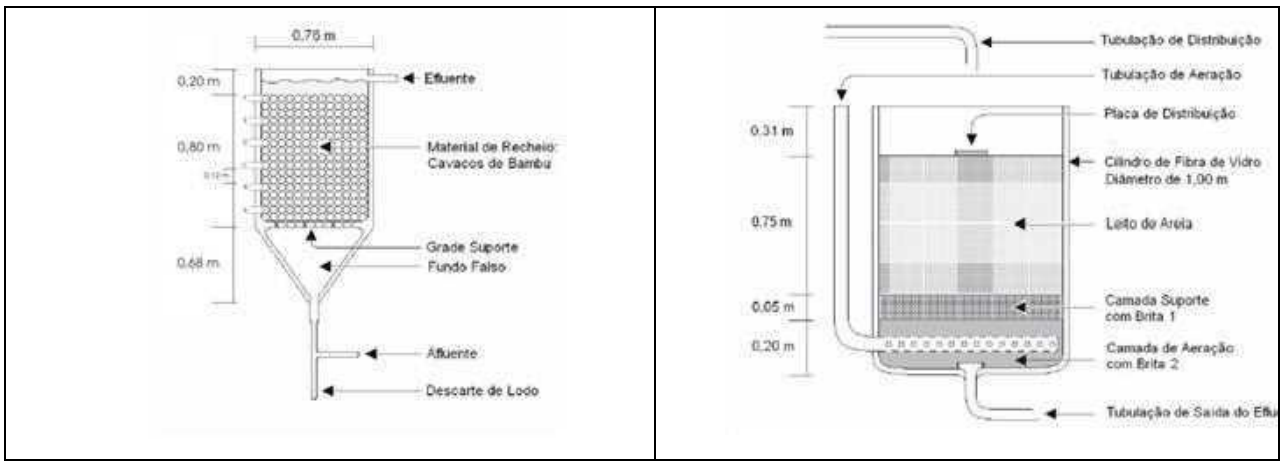


Figura 2.1: Esquema do Reator Anaeróbio com Recheio de Bambu (FB) e Filtro Aeróbio de Areia (FA)

Filtro de Areia: formado por uma caixa cilíndrica de diâmetro interno de 1,00 m, contendo três camadas de materiais posicionadas a partir da base. A primeira possuí 20

cm de espessura e é constituída por brita 4, acima a camada formada por brita 1, a função destes materiais é impedir o arraste da areia para fora do sistema. A areia empregada foi a popularmente denominada de média, classificada de acordo com procedimento apresentado pela NBR 6502 (1995).

Reator Anaeróbio com recheio de Brita (RD): Na construção destes reatores foram utilizadas caixas cilíndricas com estrutura de fibra de vidro e diâmetro interno de 1,00 m. O leito, que serve como suporte para as bactérias desnitrificantes, tem profundidade de 0,30 cm e é composto pela mesma Brita 1 adotada nas bases dos filtros de areia. O restante por brita 2, para diminuir espaços vazios e possível contato de O_2 com efluente.

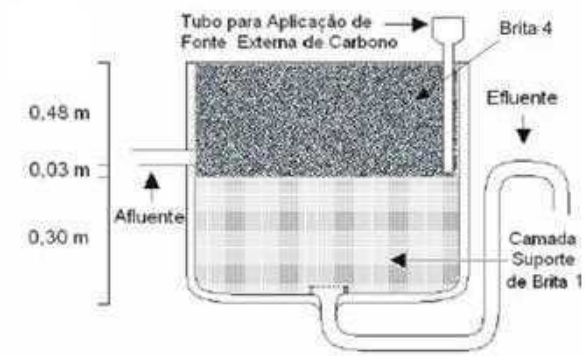
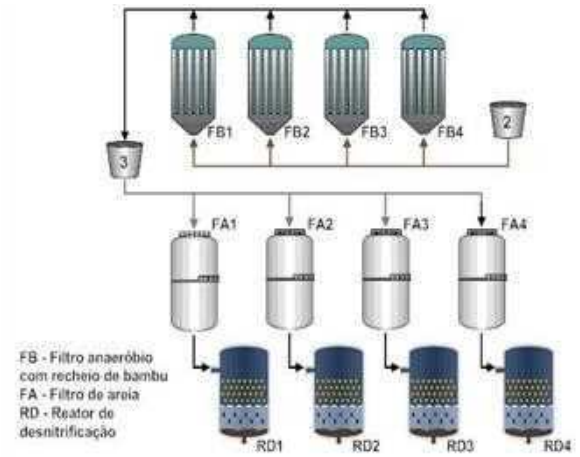
Filtro Anaeróbio com recheio de Brita	Esquema do Projeto Piloto
	

Figura 2.2: Esquemas do Filtro Anaeróbio com recheio de Brita (RD) e do Projeto Piloto

2.2 Metodologia

Em um ponto do canal por onde escoa esta água residuária é feita a captação de uma parcela do esgoto por meio de uma bomba submersa, este é lançado ao topo de uma torre de 4,50 m, onde se encontram as caixas de distribuição com capacidade de 500 L, a partir das quais é direcionado aos filtros anaeróbios

Procura-se manter o efluente das caixas de distribuição sempre em nível máximo, com vazão maior do que as dos reatores anaeróbios, com carga hidráulica uniforme, proporcionando a estes reatores uma vazão constante

O esgoto entra pela parte inferior dos filtros anaeróbios (fluxo ascendente), denominados de FB1,FB2, FB3 e FB4 e possui tempo de detenção hidráulica de 9 horas, seu efluente é armazenado em reservatório de 500L e aplicado em taxas de de 50 $Lm^{-2}.dia^{-}$ nos filtro de areia FA1, FA2, FA3 e FA4 com operação intermitente que segundo TONETTI (2008) garante uma ampla oxigenação do leito, possibilitando a total nitrificação do afluente. No filtro de areia FA4 são aplicados 300 $Lm^{2}.dia^{-}$ em taxas de

50Lm^2. Na norma brasielira (NBR 13969, 1997), recomenda-se uma taxa máxima de 200 Lm^2.dia$^-$. Tonetti (2008) contatou que acima deste limite ocorre a geração pelos filtros de areia de um efluente adequado aos padrões de lançamento quanto a matéria orgânica e fósforo, além de um completo processo de nitrificação.

O efluente que deixa o filtro FA4 é direcionado para um reservatório de 1000L e deste para outro reservatório de 350L. Parte do efluente armazenado no reservatório de 350L é direcionado para um recepiente de dosagem com volume total de 100L, deste ponto é aplicado um total de 50 Lm^{2-} do filtro de areia, o que equivale a uma aplicação de 39,3L por gravidade no reator anaeróbio com recheio de brita seu esquema pode ser observado na figura2.3, para evitar o rápido esvaziamento, e uma aplicação homogênea, com maior tempo de detenção hidráulica, sua vazão é controlada pelo registro de gaveta (figura 2.3).

Segundo TONETTI (2008), este reator com recheio de brita há necessidade de adição de fonte externa de carbono, para criar condições adequadas para redução biológica do nitrogênio, onde foram aplicados 20 e 25L do efluente anaeróbio duas vezes por dia, sendo uma às 9 e outra às18h. Nas primeiras semanas o tempo de detenção hidráulica do efluente foi de aproximadamente quatro horas e meia onde aplicou 25ml a cada 10s, a partir da sétima semana dobrou o tempo de detenção hidráulica aplicando-se aproximadamente 15ml a cada 10s.

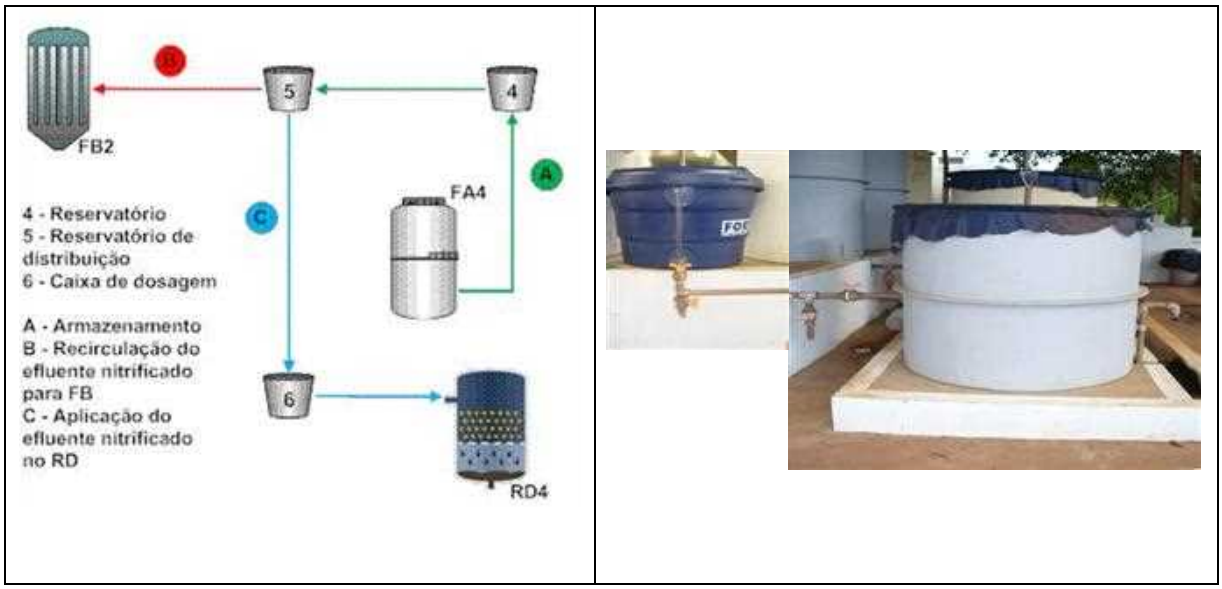


Figura 2.3 Esquema do processo estudado de desnitrificação e vista da caixa de dosagem e reator de desnitrificação

Na segunda fase foi coletada amostras do efluente em diferentes alturas do reator anaeróbio, buscando melhor eficiência da caracterização do meio e melhor ponto de recirculação do efluente nitrificado

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Uma boa eficiência na nitrificação é fundamental nesta primeira etapa do processo nitrificação desnitrificação e como observado na caracterização do reator FB, alguns valores encontrados de pH da saída do reator estavam menor do que os valores encontrados no esgoto bruto e abaixo da faixa recomendada pela literatura como ideal a nitrificação, a média dos valores encontrados era igual ao limite mínimo de 6.5 suficiente para não inibir a nitrificação. Tonetti (2008) operando sistema combinado anaeróbio aeróbio, sugere aplicação de sal para elevar o pH dos filtros aeróbios e mantendo valores satisfatórios para eficiência do processo.

3.1 Primeira fase: Desnitrificação no RD4

Segundo Tonetti (2008), Osaka *et al*., 2006 Ginege *et al*. 2004; Metcalf e Eddy (1991) entre outros citam que o reator de desnitrificação de acordo com projeto, normalmente requerem adição de uma fonte externa de carbono, para atuar como doador de elétrons, sendo assim para criar condições adequadas para redução biológica do oxigênio, aplicou-se 20L do efluente anaeróbio, provindo dos reator anaeróbio com recheio de bambu, no reator RD até a sétima semana onde aumentou o volume aplicado para 25L.

Foram feitas duas aplicações por dia, às 9h e às 22h, evitando excesso de materia orgânica próxima do horário da coleta, após a sétima semana aumentou 2.5L em cada aplicação, onde ter-se ia a associação com efluente nitrificado provindo dos filtros de areia, correspondente a 39.3L, correspondente a carga de 50Lm^2. De acordo com a figura 3.1, o efluente do reator RD não ultrapassou 20mgL^{-1}, valor recomendados para descarte em corpos.

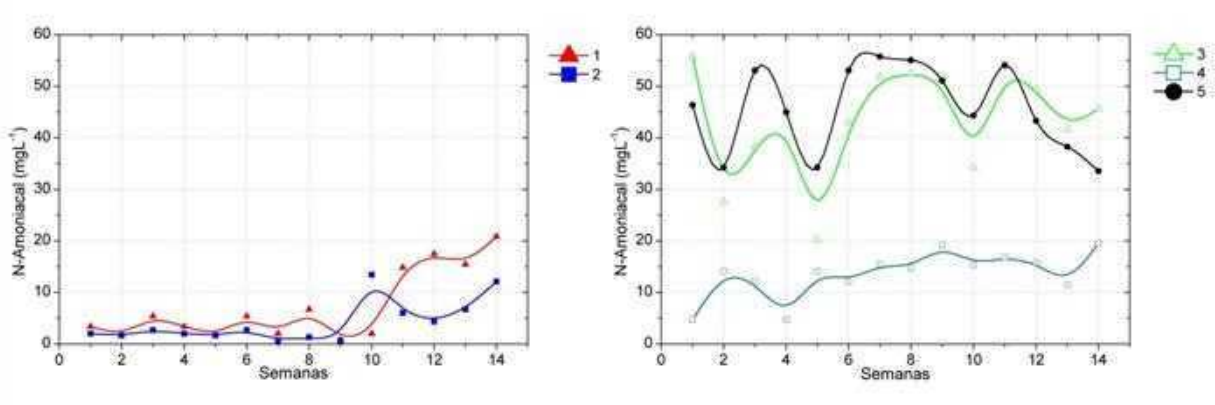


Figura 3.1: valores médios de Nitrogênio amoniacal

Quanto a relação DQO/N-NO^-_3, seus valores foram baseados nos valores do afluente do reator de desnitrificação, considerando-se a associação deste fluxo combinado com o volume diário de líquido anaeróbio disposto no reator de acordo com a equação 3.1

$$DQO_{RD} = \frac{(F \times 39{,}3 \times DQO_{FA} + 20{,}00 \times DQO_{FB})}{(F \times 39.3 + 20{,}0L)} \qquad \textit{Equação 3.1}$$

Sendo:
DQO_{RD}= valor de DQO presente na massa líquida do reator de desnitrificação
DQO_{FA}: valor da DQO do efluente do filtro de areia
F: freqüência de aplicação do filtro de areia
DQO_{FB}: DQO dos filtros anaeróbios

Para cálculo da concentração de $N\text{-}NO_3^-$, usou-se a equação 5.6

$$[N\text{-}NO_3^-]_{RD} = \frac{F.39.3 \times [N\text{-}NO_3^-]_{FA} + 20{,}0 \times [N\text{-}NO_3^-]_{FB}}{F \times 39.3 + 20}$$

Onde:
$[N\text{-}NO_3^-]_{RD}$: concentração de nitrato da massa líquida presente no reator de desnitrificação
$[N\text{-}NO_3^-]_{FA}$: concentração de N-Nitrato no efluente do filtro de areia e
$[N\text{-}NO_3^-]_{FB}$: Concentração de N- Nitrato no efluente dos filtros anaeróbios.

De acordo que as equações usados, pode-se observar na tabela 3.1 que os valores obtidos para relação DQO/$N\text{-}NO^-_3$, após adição de fonte externa de carbono estão dentro dos valores citados na literatura para completa redução do nitrato, onde van Rijn *et al* (2006) cita o limite mínimo entre 3,0 e 6,0.

Tabela 3.1 – Análise do coeficiente DQO/N - NO_3

Grupo	Contagem	Soma	Média	Variância	Agrupamento Tukey
DQO / N - NO3	6	28,22	4,70	1,48	A
DQO / N - NO3 (após sal)	6	18,65	3,11	0,11	B

R^2 = 48.9%, CV = 22.9%, fator P = 0.011
Médias seguidas pela mesma letra não diferem entre si.

3.1.1 pH, Alcalinidade e Oxigênio Dissolvido

Após a adição de 100ml de sal no afluente do reator de desnitrificação, buscando atingir condições ideiais para eficiência do processo, os valores obtidos foram de 7.1 $\pm$ 0.5. Para uma eficência nos reatores anaeróbio Chernicaro, (1997) recomenda valores compreendidos entre 6 e 8, já Speece recomenda valores entre 6,5 e 8,2, já para criar condições ideais para os organismos desnitrificantes o pH segundo Dinçer e Kargi, (2000) devem estar entre 6 e 9, limites que tais organismos conseguem tolerar, outros autores citam uma faixa entre 7 e 9. Portanto após a adição de Na_2CO_3, o afluente do reator anaeróbio estava dentro da faixa considerada ótima para promover a desnitrificação.(Tabela 3.2)

Tabela 3.2 - Valores médios de pH em Relação ao TDH e Fonte de Carbono

Grupo	Contagem	Soma	Média	Variância	Agrupamento Tukey	
Afluente RD	8	41.21	5.20	3.04	A	
Efluente RD (15ml/s - 20L)	8	45.02	5.65	1.88	A	
Afluente RD (com sal)	8	55.05	6.88	0.02	A	B
Efluente RD (20ml/s - 25L)	8	60.72	7.59	0.14		B

R^2 = 46.1%, CV = 42.5%, fator P = 0.0055
Médias seguidas pela mesma letra não diferem entre si.

Com acréscimo do sal no afluente para adequação dos valores de pH, houve simultaneamente um aumento nos valores de alcalinidade, de acordo com Tabela 3.3, estes valores aumentaram ainda mais após passagem pelo reator de desnitrificação, devido a redução bioquímica do nitrato. Confirmando assim a afirmação de van Rijin *et al* (2006), que para cada 1,00 mg de $N\text{-}NO_3^-$ reduzida a N_2, aumenta-se a alcalinidade em 3,57mgL^- de $CaCO_3$. Este processo pode ser melhor visualizado na figura 3.2.

Tabela 3.3 - Valores médios para Alcalinidado Total em relação ao TDH e Fonte de Carbono

Grupo	Contagem	Soma	Média	Variância	Agrupamento Tukey	
Afluente RD	6	356.1	59.4	8047.1	A	
Efluente RD (15ml/s - 20L)	6	437.4	72.9	7928.3	A	
Afluente RD (com sal)	6	481.5	80.3	1812.0	A	
Efluente RD (20ml/s - 25L)	6	1619.8	270.0	1206.2		B

R^2 = 65.4%, CV = 203%, fator P = 7.4E-05
Médias seguidas pela mesma letra não diferem entre si.

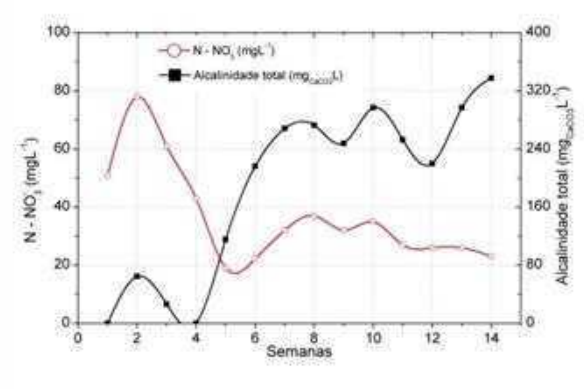


Figura 3.2 – Relação $N\text{-}NO_3^-$ e Alcalinidade Total do reator RD

Os valores de OD do afluente do reator RD encontrados foram de 5.2 $\pm$ 0.51 mgL^{-1}, estando acima dos valores recomendado para desnitrificação, porém quando comparando-se os valores de OD do afluente com os valores de OD do efluente deste reator nota-se uma acentuada redução destes valores (tabela 3.4), estando próximos do limite recomendado para. Segundo Tonetti (2008) em avaliações do efluente diretamente no interior destes reatores os valores eram bem inferiores, compreendidos entre 0,53 $\pm$ 0.1mgL^{-1}, através de formação de zonas anóxicas, que associada ao tempo de detenção hidráulica favoreceu a etapa de desnitrificação.

Tabela 3.4 - Valores médios de OD em Relação ao TDH e Fonte de Carbono

Grupo	Contagem	Soma	Média	Variância	Agrupamento Tukey	
Afluente RD (com sal)	6	11.08	1.85	0.18	A	
Efluente RD (20ml/s - 25L)	6	11.23	1.87	0.42	A	
Afluente RD	6	29.77	4.96	0.59		B
Efluente RD (15ml/s - 20L)	6	33.54	5.59	0.19		B

R^2 = 91.2%, CV = 136.6%, fator P = 9.7E-11
Médias seguidas pela mesma letra não diferem entre si.

3.1.2 Tempo de Detenção Hidráulica

Nas primeiras semanas o tempo de detenção hidráulica do efluente foi de aproximadamente quatro horas e meia onde aplicou 25ml a cada 10s, a partir da sétima semana dobrou o tempo de detenção hidráulica aplicando-se aproximadamente 15ml a cada 10s O tempo de detenção hidráulica foi fundamental, aumentando o tempo de contato do afluente com microorganismos desnitrificantes favorecendo a eficiência do processo, de acordo com tabela 3.5 Possibilitando remoção de até 60% do nitrato do efluente.

Tabela 3.5 - Concentração média de NH3-, NTK e N-Total do eflente em relação as varição de TDH e da fonte de carbono

	Grupo	*Contagem*	*Média*	*Variância*	*Agrupamento Tukey*	
N - NO_3^-	Afluente RD	6	31,5	18,7	A	
	Afluente RD (com Na_2CO_3)	6	38,825	110,4398	A	B
	Afluente RD (15mls^{-1} – 25L)	6	45,6833	516,5217	A	B
	Efluente RD (20ml s^{-1} - 20L)	6	56,8333	63,36667		B
	R^2 = 37.1%, CV = 61.1%, fator P = 0.0.023					
NTK	Afluente (RD)	6	5,096	15,0114	A	
	Afluente RD (com Na_2CO_3)	6	6,048	6,818918	A	
	Efluente RD (15ml s^{-1} - 25L)	6	20,216	53,62184		B
	Efluente RD (20ml s^{-1} - 20L)	6	27,44	8,610202		B
	R^2 = 83.7%, CV = 182.5%, fator P = 5E-8					
N T efluente	Afluente (RD)	6	44,3463	168,5105	A	
	Afluente RD (com Na_2CO_3)	6	59,0513	35,19053	A	
	Efluente (20mls^{-1} – 20L)	6	63,1093	52,27409	A	
	Efluente (15mls^{-1} – 25L)	6	66,405	686,1531	A	

R^2 = 35.8%, CV = 6.5%, fator P = 1.4E-5
Médias seguidas pela mesma letra não diferem entre si.

Os valores da temperatura também como discutidos no item 3.2 não afetaram a eficiência da desnitrificação, estando seus valores dentro da faixa recomendada na literatura, para Surampalli *et al.* (1997) encontraram uma faixa ótima no intervalo de 10 a 30°C.

3.2 Segunda fase: Caracterização do Reator Anaeróbio (FB2)

Foram feitas análises em cada ponto de saída do reator anaeróbio FB2, procurando identificar a viabilidade de desnitrificação do efluente nitrificado provindo do filtro de areia, através da sua recirculação.

Os parâmetros analisados foram aqueles considerados como fatores interferentes para promover a nitrificação-desnitrificação, como pH, alcalinidade, OD e temperatura nas tabelas 3.6 e 3.7 como também a concentração carbono, Nitrogenio Amoniacal, Nitrito e Nitrato.

Tabela 3.6- Média dos valores encontrados para os parâmetros físico-químicos analisados.

Parâmetros	Média	Máxima média	Mínima Média	Valores sugeridos pela literatura	Nº de amostras
OD (mgO_2L^-)	1.9	2.57	1.14	<1,0	12
pH	6.4	6.06	5.02	6,0 a 9,0	12
Alcalinidade Total	203.4	306	113.4	208	12
Alcalinidade Parcial	152	244	48		12

Fonte: referência bibliográfica Tonetti(2008), von Sperling (1997)

Tabela 3.7 - Média da temperatura durante caracterização

Temperatura	Média	Max média	Min média	Nº de amostras
Jan	25.7	29.8	19.8	31
Fev	25.4	30.7	20	29
Mar	24.7	29.9	19.9	31
Abr	23.05	25.5	17.6	30
mai	20	25.5	15.6	31
jun	18.8	24.8	13.6	30

Fonte: Centro de Pesquisas Meteorológicas e Científicas Aplicada a Agricultura – FEAGRI UNICAMP.

Em relação ao pH, como mostra dados estatísticos (tukey $p < 0,05$) da tabela 3.8 os valores não sofreram variação referentes ao ponto de coleta, porém algumas amostras do efluente do Reator FB foram um pouco inferior aos valores encontrados no esgoto bruto, estando abaixo dos valores considerados ótimo para nitrificação onde Surampalli *et al.* (1997) cita 7.5 como limite inferior, já USEPA (1993) recomenda que o valor esteja entre 6,5 e 8,0.

Tabela 3.8 - Valores médios de pH encontrados na caracterização do reator FB

Grupo	*Contagem*	*Soma*	*Média*	*Variância*	*Agrupamento Tukey*		
Afluente RD	9	58.82	6.54	0.07	A		
Ponto 2	9	60.18	6.69	0.03	A	B	
Ponto 1	9	60.81	6.76	0.03	A	B	C
Ponto 3	9	61.02	6.78	0.01		B	C
Efluente FB	9	62.41	6.93	0.04			C

R^2 = 35.8%, CV = 6.5%, fator P = 1.4E-5
Médias seguidas pela mesma letra não diferem entre si.

Os valores de OD, também não sofreram variação em relação ao ponto de coleta, porém alguns valores ficaram acima do recomendado pela maioria dos autores onde citam uma tolerância máxima até $2mgL^-$ na literatura como aceitável, porém Eisentraeger (1985), concorda com a maioria dos autores sobre a sensibilidade da desnitrificação em relação a OD, mas afirma que apesar da sensibilidade, esta reação

bioquímica pode ocorrer até mesmo em concentrações próximas a 4,0mg/L^{-}, devido a presença de microzonas anóxicas.

Tabela 3.9 - Valores médios de OD encontrados na caracterização do reator FB

Grupo	*Contagem*	*Soma*	*Média*	*Variância*	*Agrupamento Tukey*
Efluente FB	9	8.64	0.96	0.40	A
Ponto 3	9	12.81	1.42	0.85	A
Ponto 2	9	13.46	1.50	0.87	A
Ponto 1	9	13.91	1.55	0.91	A
Afluente RD	9	14.71	1.63	1.68	A

R^2 = 6.2%, CV = 56.1%, fator P = 0.62
Médias seguidas pela mesma letra não diferem entre si

Os valores de alcalinidade estudados para caracterização do reator, teve um comportamento diferente, pois a medida que aumentava o seu tempo de contato dentro do reator FB observou-se uma pequena variação de acordo com ponto de coleta, porém de acordo com análises estatísticas (Tukey, $p < 0,05$) apresentada na tabela 3.10, estes valores não foram significativos.

Tabela 3.10 - Valores de Alcalinidade Total encontrados na caracterização do reator FB

Grupo	*Contagem*	*Soma*	*Média*	*Variância*	*Agrupamento Tukey*
Efluente FB	9	1215.9	135.1	2261.2	A
Ponto 1	9	1719.9	191.1	3948.1	A
Afluente RD	9	1771.4	196.8	8833.0	A
Ponto 2	9	1799.7	200.0	5933.4	A
Ponto 3	9	1957.2	217.5	6446.4	A

R^2 = 13.8%, CV = 49.8%, fator P = 0.19
Médias seguidas pela mesma letra não diferem entre si.

Outro fator importante para desnitrificação como discutido no item 3.1 é a relação entre carbono e nitrato, portanto como o afluente do reator FB apresenta valores médio de DQO 630 mgO_2L^{-1}, esta relação está muito a quem da mínima estabelecida, tendo ótimas condições para promover a desnitrificação.

4 CONCLUSÃO

O Filtro de areia, FA, se mostrou eficiente no processo de nitrificação, onde alcançou uma grande redução da concentração de Nitrogênio Amoniacal, estando seus valores dentro do limite máximo estipulados pelo CONAMA 357, (2005) que determina $20mgL^{-1}$. Porém a eficiência na nitrificação comprometeu os valores referente ao Nitrato, estando estes acima de $10mgl^{-1}$ valor limite estipulado pelo CONAMA 357 (2005) em corpos hídricos de classe 1, 2 e 3.

Após a passagem do efluente do filtro de areia (FA) nitrificado pelo reator RD, houve uma queda significativa nos valores de Nitrato, antingindo 60% de desnitrificação após aumento do tempo de detenção hidráulica de 4 para 8 horas aproximadamente, podendo seu efluente ser usado moderadamente e com restrições na agricultura (FAO, 1994).

O Reator FB apresentou em sua caracterização, um ambiente favorável para microorganismos desnitrificantes, com condições ótimas para promover a desnitrificação.

REFERÊNCIAS

CHERNICHARO, C. (1997) Reatores Anaeróbios. 1a edição. Belo Horizonte, UFMG.

IBGE. INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. (2000) Pesquisa Nacional de Saneamento Básico. Rio de Janeiro.

FIGUEIRÊDO. M, C, B,; TEIXEIRA. A, S,; ARAÚJO. L,F,P,; ROSA. M,F,; PAULINO. W, D,; MOTA. S, e ARAÚJO. J, C,; (2007) Avaliação da Vulnerabilidade Ambiental de Reservatórios à Eutrofização . Eng. Sanitária Ambiental, v.12 – n. 4, pp 399-409.

FORESTI, E.; ZAIAT, M.; VALLERO, M. (2006) **Anaerobic processes as the core technology for sustainable domestic wastewater treatment**. Review in Environmental Science and Biotechnology. vol 5, pp. 3-19.

MANCUSO, P. C. S.; SANTOS, H.F.,(editores). (2003) Reúso de Água. Barueri, São Paulo.: Manole.

METCALF & EDDY. Wastewater Engineering (2003)– Treatment, Disposal and Reuse. Nova Iorque 4º ed. Hill, International Editions.

SACHS I, (1986) Ecodesenvolvimento: crescer sem destruir. São paulo, Vértice 207

SOUZA. C, M, N; FREITAS. C, M; MORAES, L, R, S. (2007) **Discursos sobre a relação saneamento-saúde-ambiente na legislação: uma análise de conceitos e diretrizes**. Eng. Sanit. Ambient. , RJ, v. 12, n 4.

SURAMPALLI, R. Y.; TYAGI, R. D.; SCHEIBLE, O. K.; HEIDMAN, J. A. (1997) Nitrification, denitrification and phosphorus removal in sequential bath reactor. Bioresearch Tecnhnology. Volume 61, pp. 151-157.

The United Nations World Water Development Report, (2009) **Water in a Changing World (WWDR-3)**

TONETTI, A. L. (2008) **Método para Tratamento de esgotos e Produção de água de reúso: filtro aneróbio combinado com filtro de areia e reator de desnitrificação**. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP. Dissertação de doutorado.

U.S.EPA. Process Design Manual for Nitrogen Control. (1975) Technology Transfer,Washington, D.C.

VAN HAANDEL, A.C.; KATO M, T;. , CAVALCANTI P, F, F e FLORENCIO L. (2006) **Anaerobic reactor design concepts for the treatment of domestic wastewater**, Reviews in Environmental Science and Bio/Technology.n° 5, p:21-38.

VON SPERLING, M. (1996) **Introdução a qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**, Vol 1, 2ª ed., Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas gerais.

TRATAMENTO DE EFLUENTES DE ATERROS SANITÁRIOS COM COAGULANTES PRODUZIDOS A PARTIR DA PIRITA PRESENTE EM REJEITOS DE CARVÃO – ESTUDO DE CASO DE UM PEQUENO ATERRO NO MUNICÍPIO DE CAMPO BOM, RS, BRASIL

Rosângela M. S. FAGUNDES(1); Jean C. S. S. MENEZES (2); Angeli V. COLLING (3); Ivo André. H. SCHENEIDER (4)

RESUMO

Na região sul do Brasil, muitos aterros sanitários encontram-se próximos a áreas de mineração de carvão, cujos rejeitos são ricos no mineral pirita (FeS_2). Esses rejeitos piritosos geram a drenagem ácida de minas (DAM), uma lixívia rica em sulfato férrico e que pode ser empregada como coagulante para o tratamento de águas e efluentes. Este trabalho teve como objetivo estudar o tratamento de lixiviado de aterro sanitário com coagulantes férricos e ferrosos produzidos a partir da oxidação da pirita em meio aquoso. O lixiviado de aterro sanitário foi coletado no Aterro do Município de Campo Bom no Vale do Rio dos Sinos – RS. Pesquisou-se o efeito da dosagem do coagulante e avaliou-se comparativamente o desempenho com coagulantes comerciais produzidos a partir da dissolução de sucata ferrosa em ácido sulfúrico. Os resultados obtidos demostraram que os coagulantes férricos são eficiente no tratamento por coagulação. Foram realizados ensaios considerando diferentes misturas de chorume e DAM, com e sem a adição de H_2O_2, que demonstraram que esta lixívia, especialmente as mais concentradas e ricas em Fe^{+2}, podem ser empregadas a baixo custo como fonte de ferro para a Reação de Fenton, gerando novas tecnologias para o tratamento primário do chorume.

Palavras-chave: aterro sanitário, coagulação, drenagem ácida de mineração e reação de fenton.

(1); (2); (3) e (4) Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Centro de Tecnologia – Campus do Vale. Av. Bento Gonçalves, 9500, Bairro Agronomia. CEP: 91501-970, Porto Alegre/RS. Telefone: 55 51 33087104 Fax: 55 51 33087116
(1) Eng. Industrial Química, MSc. E-mail: rosangela@fagundes.com
(2) Químico, Dr. E-mail: jean.menezes@ufrgs.br
(3) Eng. Bioprocessos e Biotecnologia, MSc. E-mail: angeli.colling@ufrgs.br
(4) Engenheiro de Minas, Dr. E-mail: ivo.andre@ufrgs.br

1. INTRODUÇÃO

A disposição em aterros sanitários é a técnica mais utilizada para a destinação dos resíduos sólidos urbanos no Brasil. O lixo em decomposição, juntamente com a água proveniente principalmente da chuva, gera um lixiviado (comumente chamado de "chorume") que percola até a base do aterro, a partir de onde deve ser drenado. Esse líquido é escuro e apresenta forte odor, com alto potencial patogênico e toxicológico. O manejo inadequado do lixiviado ou falhas na impermeabilização do aterro podem comprometer o meio-ambiente local, na medida em que este efluente pode se tornar uma fonte de contaminação do solo, das águas subterrâneas ou superficiais (BIDONE, 1999).

Normalmente, o lixiviado é tratado por uma seqüência de processos biológicos (Bidone e Povinelli, 1999; Amaral, 2005). Entretanto, novas tecnologias têm sido estudadas para o tratamento, incluindo principalmente processos oxidativos avançados (Pacheco e Peralta – Zamora, 2004; Moraes e Povinelli, 2005). O tratamento dado ao lixiviado visar atender os limites de emissão de efluentes estabelecidos pela legislação em vigor (no Brasil, e Resolução CONAMA n°357/2005; no Rio Grande do Sul, a Resolução CONSEMA n°128/2006).

Estudos realizados por Konarzewski e Schneider (2009) demonstraram que o potencial poluidor do lixiviado pode ser miminizado pelo tratamento conjunto do efluente com a drenagem ácida de minas. A drenagem ácida de minas é resultante da oxidação do mineral pirita (FeS_2) na presença de ar e água, onde ocorre a produção do ferro, na forma Fe^{2+} e Fe^{3+}, íons H^+ e sulfato (Kontopoulos, 1998). Dada as devidas condições oxidantes, a drenagem ácida é uma fonte de sulfato férrico, com eventuais contaminantes decorrentes da solubilização de alguns metais existentes na rocha, como alumínio, manganês e zinco. Assim, a drenagem ácida age como agente coagulante removendo os sólidos suspensos presentes no lixiviado. Porém, como a concentração de ferro na drenagem ácida de minas é baixa, a proporção de DAM:lixiviado necessária para o processo é elevada (de até 6:1), aumentando muito a carga hidráulica na operação de tratamento.

Para minimizar este efeito, Menezes et. (2009) desenvolveram um processo de produção de um coagulante férrico a partir da pirita presente em rejeitos e carvão por técnicas hidrometalúrgicas. O coagulante apresenta uma concentração de ferro de no mínimo 12%, atendendo as exigências do mercado. A vantagem deste reagente é que foi produzido a partir de um resíduo da mineração de carvão, a baixo custo, sem insumos químicos; pois o sulfato férrico comercial é geralmente produzido a partir da dissolução de sucata metálica com ácido sulfúrico.

Tratamentos oxidativos e oxidativos avançados são atrativos para o tratamento de chorume devido ao potencial de oxidação da matéria orgânica e de diminuição da presença de patogênicos. Ainda, estes processos têm sido utilizados em conjunto com outros processos como pré e pós-tratamento de chorume (Zhang et al., 2006).

Entre os processos oxidativos avançados o processo Fenton se destaca devido ao baixo custo efetivo e facilidade operacional (Lee e Shoda, 2007). Durante a reação Fenton, peróxido de hidrogênio é catalisado em meio ácido (pH 3-5) por íon ferroso para produzir radical hidroxila (equação 1), que apresenta elevado potencial de oxidação – 2,8 V (Metcalf & Eddy, 2006).

(1); (2); (3) e (4) Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Centro de Tecnologia – Campus do Vale. Av. Bento Gonçalves, 9500, Bairro Agronomia. CEP: 91501-970, Porto Alegre/RS. Telefone: 55 51 33087104 Fax: 55 51 33087116
(1) Eng. Industrial Química, MSc. E-mail: rosangela@fagundes.com
(2) Químico, Dr. E-mail: jean.menezes@ufrgs.br
(3) Eng. Bioprocessos e Biotecnologia, MSc. E-mail: angeli.colling@ufrgs.br
(4) Engenheiro de Minas, Dr. E-mail: ivo.andre@ufrgs.br

$$Fe^{2+} + H_2O_2 \rightarrow Fe^{3+} + OH^- + {}^{\bullet}OH \quad (1)$$

A fonte mais utilizada para dosagem de Fe^{2+} é o sulfato ferroso - $FeSO_4$ (Barros et al., 2005; Lee e Shoda, 2007). Entretanto, ao considerar a alta concentração de ferro (total e na forma de iônica Fe^{2+}) em águas provenientes da drenagem ácida de minas (DAM), é de interesse científico e ambiental a avaliação do uso de DAM como fonte de Fe^{2+} no tratamento de efluentes via processo Fenton.

Assim, o objetivo do presente trabalho foi estudar o tratamento do lixiviado com o coagulante sulfato férrico produzido a partir da pirita (SF-Pirita) presente em rejeitos de carvão de forma comparativa com um coagulante comercial produzido a partir de sucata metálica (SF-Sucata). Entretanto, o coagulante também foi pesquisando como fonte de ferro, via Reação de Fenton. Para ambos os experimentos, foram avaliados a redução da carga orgânica (DBO_5, DQO) e desinfecção (coliformes totais e *Escherichia Coli*) do chorume e a possível concentração residual de metais pesados.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

A produção do coagulante sulfato férrico a partir da pirita (SF-Pirita) foi realizada utilizando rejeito de carvão (com cerca 22% de enxofre pirítico) proveniente da Mina do Recreio, Município de Butiá, RS. O material foi britado e peneirado para atingir granulometria entre 2 e 6 mm para a execução do procedimento de lixiviação. A lixivação foi conduzida em escala laboratorial em uma coluna cilíndricas de vidro, com 30 cm de altura e 7 cm de diâmetro, recheadas com 1 kg rejeito de carvão. A coluna atuou como um reator de leito empacotado, contando com um sistema de aspersão e um sistema de coleta do lixiviado, em circuito fechado. A recirculação foi realizada por uma bomba peristáltica Sarle modelo 180 e mangueiras flexíveis de látex, ambos resistentes à acidez do meio. O experimento ocorreu por um período de 5 semanas, quando o extrato foi recolhido e evaporado. Detalhes da metodologia de produção do coagulante podem ser encontrados em Menezes et al (2009).

O coagulante comercial sulfato férrico (SF-Sucata), produzido a partir de sucata ferrosa, foi fornecida pela Empresa Sulfato RioGrande e a amostra de DAM é proveniente da Carbonífera Criciuma – SC. O quadro 1 apresenta a composição dos coagulantes em termos de metais.

(1); (2); (3) e (4) Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Centro de Tecnologia – Campus do Vale. Av. Bento Gonçalves, 9500, Bairro Agronomia. CEP: 91501-970, Porto Alegre/RS. Telefone: 55 51 33087104 Fax: 55 51 33087116
(1) Eng. Industrial Química, MSc. E-mail: rosangela@fagundes.com
(2) Químico, Dr. E-mail: jean.menezes@ufrgs.br
(3) Eng. Bioprocessos e Biotecnologia, MSc. E-mail: angeli.colling@ufrgs.br
(4) Engenheiro de Minas, Dr. E-mail: ivo.andre@ufrgs.br

Quadro 1. Composição química do sulfato férrico produzido a partir da pirita (SF-Pirita),do sulfato férrico produzido a partir da sucata (SF-Sucata) e amostra de DAM (SFF-DAM).

Parâmetros	SF-Pirita	SF-Sucata	SFF- DAM
Ferro total (mg/L)	107.811	115.000	30.712
Fe^{2+}	0,0	0,0	19.544
Fe^{3+}	107.811	115.000	11.168
Alumínio (mg/L)	3,6	4419,2	3.452
Cálcio (mg/L)	103,8	56,7	675,0
Cromo (mg/L)	0,6	305	-
Cobre (mg/L)	1,2	11,5	19,4
Magnésio (mg/L)	145,2	160,6	342,5
Manganês (mg/L)	3,9	1.585	178,1
Chumbo (mg/L)	9	15,2	-

A DAM utilizada é proveniente de drenagem de área de mineração de carvão na região de Criciúma - SC e foi caracterizada quanto a pH e metais pesados. A determinação da fração de Fe total e na forma de Fe^{2+} foi realizada pelo método titulométrico de dicromato de potássio (Jeffery et al, 1989). Os reagentes H_2O_2 (32-36,5 %) fornecido pela Nuclear® foi utilizado na reação de Fenton. H_2SO_4 e NaOH a 5 % foram utilizados no ajuste do pH.

Os ensaios de tratamento do chorume iniciaram com a caracterização da DAM utilizada como fonte de ferro. A dosagem de Fe total necessária para eficiente coagulação/precipitação e clarificação do chorume foi definida em 1000 $mg.L^{-1}$. O tratamento foi realizado utilizando alíquotas de 1 L e foram divididos nas seguintes etapas:

2.1 Coagulação com SF- Pirita e SF- Sucata: (a) adição da SF-Pirita na dosagem de 1000 $mg.L^{-1}$ e ajuste do pH para 7,5; agitação em jas-teste em 60 rpm rápida por 2 minutos; (b) baixou-se a rotação para 20 rpm, a qual foi mantida por 5 minutos; (c) parou-se a agitação e o sistema foi mantido em repouso por 10 minutos; (d) O sobrenadante foi separado para a análise de cor e turbidez. Em função destes dois parâmetros definiu-se a melhor dosagem do reagente. Na melhor condição de tratamento, realizaram-se dois experimentos comparativos entre o SF-Pirita e o SF-Sucata. O sobrenadante foi analisado em relação aos seguintes parâmetros de qualidade da água: alumínio total, chumbo total, cobre total, coliformes totais, cor, *Escherichia co*li, cromo total, DBO_5, DQO, ferro total, manganês total, níquel total, nitrogênio Kjeldahl Total (NKT), sólidos suspensos totais, sulfato total, turbidez, e zinco total. Todas as análises seguiram os procedimentos descritos no "Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater" (APHA, 2005). A quantidade de lodo gerada foi medida por filtração, em termos de massa (em base seca) por unidade de volume.

2.2 Coagulação Simples: (a) adição de DAM na dosagem de 1000 $mg.L^{-1}$ e ajuste do pH para 3,5; (b) agitação em jar-teste por 3 horas; (c) ajuste do pH à 8,7; (d) separação sólido/líquido por filtração (papel filtro de 8 µm).

(1); (2); (3) e (4) Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Centro de Tecnologia – Campus do Vale. Av. Bento Gonçalves, 9500, Bairro Agronomia. CEP: 91501-970, Porto Alegre/RS. Telefone: 55 51 33087104 Fax: 55 51 33087116
(1) Eng. Industrial Química, MSc. E-mail: rosangela@fagundes.com
(2) Químico, Dr. E-mail: jean.menezes@ufrgs.br
(3) Eng. Bioprocessos e Biotecnologia, MSc. E-mail: angeli.colling@ufrgs.br
(4) Engenheiro de Minas, Dr. E-mail: ivo.andre@ufrgs.br

2.3 Reação de Fenton: (a) adição de DAM na dosagem de 1000 mg.L^{-1}, ajuste do pH para 3,5 e adição de H_2O_2, com razão H_2O_2/ Fe^{2+} previamente definida em 0,0825 g Fe^{2+}/mL H_2O_2 (Barros et al., 2005); (b) agitação em jar-teste por 3 horas; (c) ajuste do pH à 8,7; (d) separação sólido/líquido por filtração (papel filtro de 8 µm).

As análises físico-químicas foram realizadas no efluente bruto e tratado. As análises de tubidez, cor e pH foram realizadas, respectivamente, com as técnicas de nefelometria (NTU), colorimetria (Hz) e membrana de íon seletivo. A concentração residual de H_2O_2 foi estimada com uso de teste de tiras - QUANTOFIX® Peroxide 100 (0 – 100 mg.L^{-1}). A massa de lodo gerada em cada ensaio foi avaliada por diferença de massa do papel filtro (8 µm) antes e após filtragem. O filtro foi pesado à massa constante. A determinação do carbono orgânico total – COT foi realizada com a transformação do carbono da amostra, em chama ionizante, a CO_2 e a concentração obtida por leitura em espectrofotômetro UV. A amostra, volume de 500 µL, primeiramente foi tratada com ácido fosfórico 1 M à pH 2 e gás oxigênio para eliminação do carbono inorgânico. As demais análises, DBO, DQO, N, P, Fe total, Al total, Mn total e Zn total foram realizadas seguindo metodologia indicada pelo *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater* (APHA, 2005). Na Figura 2, uma fotografia do chorume sendo tratado pelo processo de coagulação e floculação.



Figura 2. Amostra sendo tratada no processo físico-químico

A amostra de lixiviado foi coletada no Aterro Sanitário do Município de Campo Bom -RS (Figura 3). Neste aterro, o lixiviado gerado no aterro é armazenado em lagoas, o que permite um processo de biodigestão. Quando a lagoa encontra-se no limite de sua capacidade, o lixiviado é tratado por coagulação e descartado. A amostra empregada no presente trabalho foi retirada da lagoa de armazenamento, preservada a 4°C e utilizada nos experimentos em um período inferior a 24 horas da coleta.

(1); (2); (3) e (4) Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Centro de Tecnologia – Campus do Vale. Av. Bento Gonçalves, 9500, Bairro Agronomia. CEP: 91501-970, Porto Alegre/RS. Telefone: 55 51 33087104 Fax: 55 51 33087116
(1) Eng. Industrial Química, MSc. E-mail: rosangela@fagundes.com
(2) Químico, Dr. E-mail: jean.menezes@ufrgs.br
(3) Eng. Bioprocessos e Biotecnologia, MSc. E-mail: angeli.colling@ufrgs.br
(4) Engenheiro de Minas, Dr. E-mail: ivo.andre@ufrgs.br



Figura 3. Aterro Sanitário do Município de Campo Bom.
Fonte: Prefeitura de Cambo Bom

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para o estabelecimento da melhor condição de coagulação do chorume utilizando coagulante férrico obtido a partir da oxidação da pirita presente em rejeitos de carvão, realizou-se um estudo prévio para avaliar a melhor concentração de Fe^{+3} e o melhor pH para coagulação. Esses resultados foram avaliados em termos de cor e turbidez residual.

O quadro 2 apresenta os resultados obtidos considerando dosagens que variaram de 500 a 1250 mg/L de Fe^{+3}. Pode-se observar que uma boa coagulação foi obtida nas dosagens de 1000 mg/L e 1250 mg/L. Neste trabalho, dosagens superiores a 1000 mg/L proporcionaram bons resultados de remoção de cor e turbidez. Optou-se por empregar a dosagem de 1000 mg/L, pois, apesar da dosagem de 1250 mg/L proporcionar uma acréscimo na remoção de cor, ela acarreta em um maior gasto de reagentes e na geração de uma maior volume de lodo.

Quadro 2. Efeito da concentração do coagulante SF-Pirita na remoção de cor e turbidez do chorume em pH 7,0 +/- 0,1.

Dosagens de SF–Pirita	pH	Cor (Hazen)	Turbidez (NTU)	Efeito de Coagulação
500 mg/L	7,0	335	68,5	Não
750 mg/L	7,0	151	24,2	Insipiente
1000 mg/L	7,1	101	16,4	Sim
1250 mg/L	7,1	80	15,1	Sim

(1); (2); (3) e (4) Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Centro de Tecnologia – Campus do Vale. Av. Bento Gonçalves, 9500, Bairro Agronomia. CEP: 91501-970, Porto Alegre/RS. Telefone: 55 51 33087104 Fax: 55 51 33087116
(1) Eng. Industrial Química, MSc. E-mail: rosangela@fagundes.com
(2) Químico, Dr. E-mail: jean.menezes@ufrgs.br
(3) Eng. Bioprocessos e Biotecnologia, MSc. E-mail: angeli.colling@ufrgs.br
(4) Engenheiro de Minas, Dr. E-mail: ivo.andre@ufrgs.br

O Quadro 3 apresenta os resultados obtidos mantendo-se a concentração de Fe^{3+} em 1000 mg/L e variando-se o pH de 6,0 a 8,5. Pode-se observar que o melhor pH para remoção de cor é 7,5 enquanto que o pH para melhor remoção de turbidez é 7,0.

No presente caso, optou-se como melhor o pH 7,0, pois proporcionou menor turbidez residual. A coagulação em valores de pH abaixo de 7,0 apresentaram piora significativa nos parâmetros analisados.

Quadro 3. Efeito do pH na coagulação com o SF-Pirita na remoção de cor e turbidez na dosagem de 1000 mg/L de Fe^{3+}.

Dosagens de SF–Pirita	pH	Cor (Hazen)	Turbidez (NTU)	Efeito de Coagulação
1000 mg/L	6,0	316	92,8	Sim
1000 mg/L	6,5	301	55,4	Sim
1000 mg/L	7,0	129	41,2	Sim
1000 mg/L	7,5	65	44,9	Sim
1000 mg/L	8,0	101	43,8	Sim
1000 mg/L	8,5	80	60,5	Sim

Os resultados obtidos variando a concentração do coagulante e o pH do meio e seu efeito na cor e turbidez residual podem ser também visualizados nas Figuras 4, 5, 6 e 7.

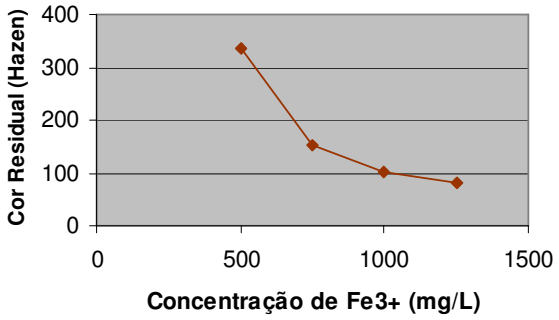


Figura 4. Efeito da concentração do coagulante SF-Pirita na remoção de cor do chorume em pH 7,0 +/- 0,1.

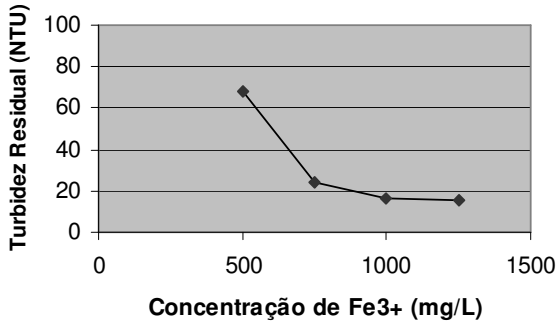


Figura 5. Efeito da concentração do coagulante SF-Pirita na remoção de turbidez do chorume em pH 7,0 +/- 0,1.

(1); (2); (3) e (4) Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Centro de Tecnologia – Campus do Vale. Av. Bento Gonçalves, 9500, Bairro Agronomia. CEP: 91501-970, Porto Alegre/RS. Telefone: 55 51 33087104 Fax: 55 51 33087116
(1) Eng. Industrial Química, MSc. E-mail: rosangela@fagundes.com
(2) Químico, Dr. E-mail: jean.menezes@ufrgs.br
(3) Eng. Bioprocessos e Biotecnologia, MSc. E-mail: angeli.colling@ufrgs.br
(4) Engenheiro de Minas, Dr. E-mail: ivo.andre@ufrgs.br

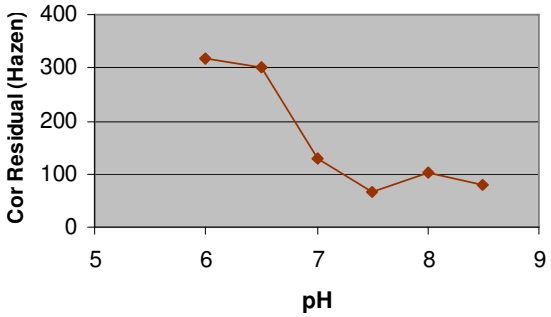


Figura 6. Efeito do pH do meio na coagulação com SF-Pirita na remoção de cor do chorume na dosagem de 1000 mg/L.

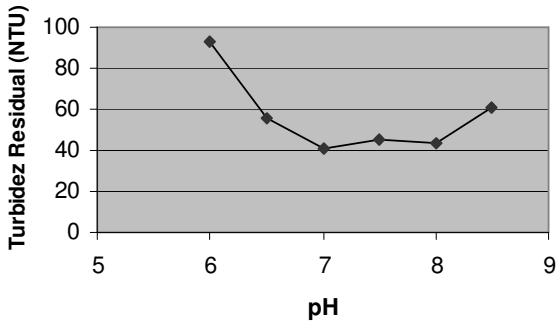


Figura 7. Efeito do pH do meio na coagulação com SF-Pirita na remoção de turbidez do chorume na dosagem de 1000 mg/L.

O Quadro 4 apresenta os resultados dos ensaios de coagulação realizados com o SF-Pirita em uma dosagem de 1000 mg/L dos coagulantes em pH 7,0. A Tabela apresenta, para fins comparativos, os resultados obtidos com um coagulante comercial, o SF-Sucata, bem como os padrões de emissão previstos na Resolução no 128/2006 do CONSEMA. Observa-se que, por ser um aterro de pequeno porte, a vazão do lixiviado não excede a 20 m^3/dia.

(1); (2); (3) e (4) Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Centro de Tecnologia – Campus do Vale. Av. Bento Gonçalves, 9500, Bairro Agronomia. CEP: 91501-970, Porto Alegre/RS. Telefone: 55 51 33087104 Fax: 55 51 33087116
(1) Eng. Industrial Química, MSc. E-mail: rosangela@fagundes.com
(2) Químico, Dr. E-mail: jean.menezes@ufrgs.br
(3) Eng. Bioprocessos e Biotecnologia, MSc. E-mail: angeli.colling@ufrgs.br
(4) Engenheiro de Minas, Dr. E-mail: ivo.andre@ufrgs.br

Quadro 4. Características do chorume bruto, tratado com 1000 mg/L de SF-Pirita e tratado com 1000 mg/L de SF-Sucata, ambos em pH 7,0.

Parâmetro	Chorume bruto	SF - Pirita	SF-Sucata	Padrão de Emissão (Consema)
Alumínio total (mg/L)	<0,2	<0,2	<0,2	10
Chumbo total (mg/L)	<0,005	<0,005	<0,005	0,5
Cobre total (mg/L)	<0,0015	<0,0015	<0,0015	0,5
Coliformes totais (NMP/100mL)	16000	45	30	105
Cromo total (mg/L)	0,6	<0,003	<0,003	0,5
DBO_5 (mg/L O2)	2510	2074	2289	180
DQO (mg/L O2)	7305	6169	6429	400
Escherichia coli (NMP/100mL)	Presente	Ausente	Ausente	-
Ferro total (mg/L)	25,4	0,7	0,3	10
Fósforo total (mg/L)	8,68	3,06	0,12	4
Manganês total (mg/L)	3,3	1,8	8,3	1
Níquel total (mg/L)	0,111	<0,006	<0,006	1
Nitrogênio total Kjeldahl (mg/L)	313,7	287,4	227,6	20
Sólidos suspensos totais (mg/L)	360	12	14	180
Sulfato mg/L)	62,5	63,4	59,1	-
Zinco total (mg/L)	0,4	0,1	0,2	2
Cor	-	101	105	-
Turbidez (NTU)	-	16,4	15,2	-
Lodo Seco (g/L)	-	2,6	3,5	-

Pode-se observar que ambos os coagulantes promoveram a remoção de carga orgânica, metais, nitrogênio, fósforo e bactérias do grupo coliforme. Para o SF-Pirita, as reduções de DBO_5 e DQO foram de 17 % e 15%, respectivamente.

Os metais apresentaram eficiências de remoção de 97 % (Fe), 45% (Mn), 63% (Zn) e os nutriente de 65% (P) e 24% (NKT). Para o SF-Sucata, a redução do parâmetro de DBO_5 e DQO foi de 9 % e 12%, respectivamente. As eficiências de remoção de metais foram de 99% (Fe), 50% (Zn) e os nutrientes de 98% (P) e 27% (NKT). A concentração de Mn aumentou o que pode ser explicada pela alta concentração deste elemento no coagulante produzido a partir da sucata metálica. Cabe observar que o SF-Pirita apresentou uma menor quantidade de lodo gerado.

Os resultados obtidos demonstram que ambos coagulantes são eficientes no tratamento de lixiviados de resíduos sólidos urbanos. A Figura 8 apresenta um fotografia com o resultado da clarificação do chorume após o tratamento do efluente com 1000 mg/L do SF-Pirita em pH 7,0.

(1); (2); (3) e (4) Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Centro de Tecnologia – Campus do Vale. Av. Bento Gonçalves, 9500, Bairro Agronomia. CEP: 91501-970, Porto Alegre/RS. Telefone: 55 51 33087104 Fax: 55 51 33087116
(1) Eng. Industrial Química, MSc. E-mail: rosangela@fagundes.com
(2) Químico, Dr. E-mail: jean.menezes@ufrgs.br
(3) Eng. Bioprocessos e Biotecnologia, MSc. E-mail: angeli.colling@ufrgs.br
(4) Engenheiro de Minas, Dr. E-mail: ivo.andre@ufrgs.br



Figura 8. Fotografia do chorume bruto (direita) e após o tratamento com o SF-Pirita (esquerda).

O Quadro 5 apresenta o resultado do chorume bruto e tratado considerando exclusivamente o efeito de coagulação (adição de DAM sem H_2O_2) e considerando a Reação de Fenton (adição de DAM com H_2O_2). No processo considerando somente a adição de DAM, o pH foi ajustado para 8,3, a fim de haver a precipitação de todo o Fe^{2+}. No teste realizado pela Reação de Fenton, o ajuste foi realizado em pH 7,0, uma vez que o H_2O_2 promove a oxidação de todo o Fe^{2+} par a Fe^{3+}.

Quadro 5. Características do chorume por coagulação/precipitação e pela Reação de Fenton. Condições dos ensaios: Fenton – 1000 mg/L Fe total, 663 mg/L Fe^{2+}, 7,63 mL/L H_2O_2; Coagulação/precipitação - 1000 mg/L Fe total, 663 mg/L Fe^{2+}.

Parâmetros	Chorume Bruto	Coagulação/ precipitação	Reação de Fenton	VMP CONSEMA 128/06
pH	7,0	8,3	7,0	5 - 9
S.Suspensos (mg/L)	360	25	14	-
COT $(mg/L)^{-1}$	1240	970	800	-
Turbidez (NTU)	-	12	17	-
Cor (Hazen)	-	457	101	-
Col. Totais (NMP/100 mL)	16000	240	< 2	104
E. coli, (NMP/100 mL)	Presente	4,0	Ausente	-
N (mg/L)	314	209	235	20
P (mg/L)	8,69	0,01	1,71	3
Zn, (mg/L)	0,41	< 0,05	0,20	5
Al (mg/L)	<0,2	0,49	<0,2	-
Mn (mg/L)	3,3	0,09	2,5	1
Fe total $(mg/L)^1$	25,3	1,5	0,52	15
Massa de lodo seco (g/L)	-	3,0	3,4	-

(1); (2); (3) e (4) Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Centro de Tecnologia – Campus do Vale. Av. Bento Gonçalves, 9500, Bairro Agronomia. CEP: 91501-970, Porto Alegre/RS. Telefone: 55 51 33087104 Fax: 55 51 33087116
(1) Eng. Industrial Química, MSc. E-mail: rosangela@fagundes.com
(2) Químico, Dr. E-mail: jean.menezes@ufrgs.br
(3) Eng. Bioprocessos e Biotecnologia, MSc. E-mail: angeli.colling@ufrgs.br
(4) Engenheiro de Minas, Dr. E-mail: ivo.andre@ufrgs.br

O processo Fenton apresentou uma séria de vantagens. A menor concentração de COT e o menor valor de cor demonstram que o processo Fenton é efetivamente mais eficiente na destruição de carga orgânica dissolvida. Observa-se que a medição de carga orgânica foi realizada por carbono orgânico total pela razão que as análises de DBO e DQO sofrem interferência do H_2O_2 (APHA, 2005). Os resultados de Coliformes totais e *Escherichia Coli* confirmam a maior eficiência de desinfecção do processo Fenton.

Na Figura 9 é possível visualizar a alteração no aspecto visual do chorume tratado via Fenton comparado com a amostra do chorume bruto, tratado com SF-Pirita e via Fenton. Este resultado foi possível principalmente pela redução significativa dos compostos orgânicos presente na amostra.

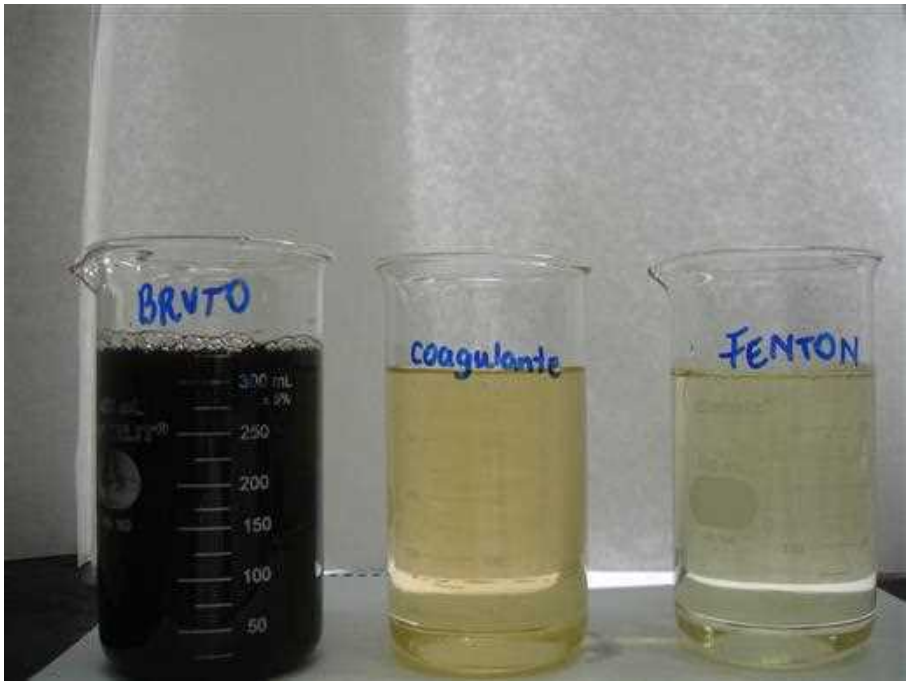


Figura 9. Resultado do tratamento utilizando coagulação simples e a Reação de Fenton. Condições dos ensaios: Fenton – 1000 mg/L Fe total, 663 mg/L Fe^{2+}, 7,63 mL/L H_2O_2, ajuste final do pH para pH 7,0; coagulação/precipitação - 1000 mg/L de Fe total, 663 mg /LFe^{2+}, ajuste final do pH para 8,3.

4. CONCLUSÕES

Os resultados demonstraram que o coagulante produzido a base de rejeito rico em pirita (SF-Pirita) é eficiente no tratamento de lixiviados de aterros de resíduos sólidos urbanos. As soluções obtidas pela evaporação de excesso de água nas amostras, possibilitam as concentrações de ferro para valores iguais ou superiores as soluções comerciais de coagulante de sulfato férrico produzidas a partir de sucata (SF-Sucata), porém tem um custo

(1); (2); (3) e (4) Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Centro de Tecnologia – Campus do Vale. Av. Bento Gonçalves, 9500, Bairro Agronomia. CEP: 91501-970, Porto Alegre/RS. Telefone: 55 51 33087104 Fax: 55 51 33087116
(1) Eng. Industrial Química, MSc. E-mail: rosangela@fagundes.com
(2) Químico, Dr. E-mail: jean.menezes@ufrgs.br
(3) Eng. Bioprocessos e Biotecnologia, MSc. E-mail: angeli.colling@ufrgs.br
(4) Engenheiro de Minas, Dr. E-mail: ivo.andre@ufrgs.br

mais baixo, comparando com coagulantes comerciais, o que viabilizaria a sua utilização em escala piloto e em plantas de bacias de tratamento do chorume. As análises demonstraram uma redução de vários parâmetros do chorume, incluindo carga orgânica, microrganismos, metais e nutriente, reduzindo assim o impacto ambiental nos mananciais quando lançado.

Os ensaios mostram que o tratamento de chorume utilizando a DAM como fonte de ferro apresenta eficiência na redução de carga orgânica e bactérias do grupo coliformes totais. Ao confrontar os processos Fenton e coagulação simples, pode-se observar superioridade do processo Fenton na redução de COT e cor e também na desinfecção do efluente. Quanto à emissão, o tratamento é insuficiente para enquadrar o efluente nas exigências de DQO, DBO e nitrogênio, exigindo etapas posteriores de tratamento. Por outro lado, a concentração de metais pesados no efluente após o tratamento através deste processo atende as exigências.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq pelo apoio financeiro a pesquisa, a Prefeitura Municipal e a Central de Tratamento de Resíduos Domésticos de Campo Bom (RS) pela amostra de Chorume e a Carbonífera Criciúma S.A - SC pela amostra de drenagem ácida de minas.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÀFICAS

American Public Health Association (2005). Standard methods for the examination of water and wastewater. Washington D.C.: APHA-AWWA-WEF.

BARROS, A. L., et al. (2006) Decolorizing dye wastewater from the agate industry with Fenton oxidation process**.** Minerals engineering, Porto Alegre, v.19, p. 87-90.

BIDONE, F.R.A.; POVINELLI, J (1999) Conceitos básicos de resíduos sólidos. São Carlos: EESC/USP.

BRATBY, J. (1980) Coagulation and Flocculation: With an Emphasis on Water and Wastewater Treatment. Croydon: Upland Press.

KONARZEWSKI, V.H. ; SCHNEIDER, I.A.H.(2009) Atenuação de efluente de aterro sanitário utilizando-se a mistura do chorume com drenagem ácida de minas. In: ENCONTRO NACIONAL DE TRATAMENTO DE MINÉRIOS E METALURGIA EXTRATIVA, 23., 2009, Gramado. Anais... Gramado : UFRGS , p.219-223.

KONTOPOULOS, A. (1998) Acid mine drainage control. In: Effluent treatment in the mining industry. Santiago: University of Concepción.

(1); (2); (3) e (4) Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Centro de Tecnologia – Campus do Vale. Av. Bento Gonçalves, 9500, Bairro Agronomia. CEP: 91501-970, Porto Alegre/RS. Telefone: 55 51 33087104 Fax: 55 51 33087116
(1) Eng. Industrial Química, MSc. E-mail: rosangela@fagundes.com
(2) Químico, Dr. E-mail: jean.menezes@ufrgs.br
(3) Eng. Bioprocessos e Biotecnologia, MSc. E-mail: angeli.colling@ufrgs.br
(4) Engenheiro de Minas, Dr. E-mail: ivo.andre@ufrgs.br

LEE, H.; SHOA, M. (2007) Removal of COD and color from livestock wastewater by the Fenton method. Journal of Hazardous Materials. Journal of Hazardous Materials, Amsterdam, v. 153, p. 1314-1319.

MENEZES, J.C.S.S.; SILVEIRA, P.S.; SCHNEIDER, I, A.H. (2009) Potencial de produção de sulfato férrico a partir de rejeitos de carvão dos Estados do Rio Grande do Sul, Santa Catarina e Paraná. In: ENCONTRO NACIONAL DE TRATAMENTO DE MINÉRIOS E METALURGIA EXTRATIVA, 23. 2009.,Gramado. Anais…,Gramado, Brasil, V.2, pp.391-396.

METCALF & EDDY. (2006) Water reuse: issues, technologies, and applications. São Paulo : Mc Graw-Hill.

PACHECO, J.R., PERALTA-ZAMORA, P.G. (2004) Integração de processos físicos-químicos e oxidativos avançados para remediação de aterro sanitário (chorume). Engenharia Sanitária e Ambiental, Rio de Janeiro, v.9, n.4, p.306-311.

RIO GRANDE DO SUL. Conselho Estadual de Meio Ambiente. Resolução nº128/2006. Porto Alegre, 24 nov.2006.Disponível em < hhtp:// sema.rs.gov.br/sema/jsp/consema_resolucao_lista_ano.jsp? ANO=2006. Acesso em: 17 nov. 2009.

ZHANG, H., ZHANG, D., ZHOU, J. (2005) Removal of COD from landfill leachate by electro-Fenton method. Journal of Hazardous Materials, 135, p. 106-111.

(1); (2); (3) e (4) Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Centro de Tecnologia – Campus do Vale. Av. Bento Gonçalves, 9500, Bairro Agronomia. CEP: 91501-970, Porto Alegre/RS. Telefone: 55 51 33087104 Fax: 55 51 33087116
(1) Eng. Industrial Química, MSc. E-mail: rosangela@fagundes.com
(2) Químico, Dr. E-mail: jean.menezes@ufrgs.br
(3) Eng. Bioprocessos e Biotecnologia, MSc. E-mail: angeli.colling@ufrgs.br
(4) Engenheiro de Minas, Dr. E-mail: ivo.andre@ufrgs.br

TRATAMENTO DE LIXIVIADO DE ATERRO SANITÁRIO VIA NITRITAÇÃO/DESNITRITAÇÃO

Suher Carolina YABROUDI; Luciano Matos QUEIROZ; Dione Mari MORITA; Pedro ALEM SOBRINHO.

Endereço: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Prédio de Engenharia Civil. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária. Av. Professor Almeida Prado, 83. Cidade Universitária. São Paulo - SP - CEP: 05508 900 – Brasil. Telefone:+55(11)3091-5528. Fax: +55(11)3091 5423. e-mail: yabroudic@yahoo.com.

YABROUDI Suher Carolina: Engenheiro Químico, Universidade de Zulia (LUZ) (2001). Mestre em Engenharia Química (LUZ) 2004. Doutorando no Programa de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica de São Paulo (USP). Professora da Universidade de Zulia.

SOBRINHO Pedro Alem: Engenheiro Civil (USP) 1967. Mestre em Saude Pública (USP) 1974. Doutor em Engenharia Hidráulica e Sanitária (USP) 1981. Professor Titular da Universidade de São Paulo.

MORITA Dione Mari: Engenheiro Civil, Universidade Mackenzie (1984). Doutora em Engenharia Hidráulica e Sanitária (USP) 1993. Professora Associada da Universidade de São Paulo.

QUEIROZ Matos Luciano: Engenheiro Civil, Universidade Federal da Bahia (2000). Doutor em Engenharia Hidráulica e Sanitária (USP) 2009. Professor Doutor da Universidade Federal da Bahia.

RESUMO

A presente pesquisa objetivou estudar a remoção de matéria orgânica e nitrogênio em lixiviado de aterro sanitário através do processo biológico de nitritação/desnitritação operando um reator de lodo ativado em bateladas seqüencias. Os ciclos de tratamento encontraram-se conformados por uma **Fase Anóxica** e uma **Fase Aerada**, sendo determinadas as condições para a oxidação da carga de $N\text{-}NH_3$ afluente com acúmulo sustentado de $N\text{-}NO_2^-$ ao final da fase aeróbia dos ciclos de tratamento, e a posterior redução do nitrito acumulado a nitrogênio gasoso empregando a matéria orgânica do lixiviado como fonte de carbono para os microorganismos desnitritantes durante a etapa anóxica. Ao final da fase aeróbia dos ciclos de tratamento (48 horas) foi possível alcançar eficiência de remoção de $N\text{-}NH_3$ de 100% com predominância do $N\text{-}NO_2^-$ na massa liquida do reator, com taxas específicas de nitritação que variaram entre 0,095-0,158 $Kg.N\text{-}NH_3/Kg.SSV.día$. Durante a fase anóxica (48 horas), a quantidade de matéria orgânica de fácil biodegradação presente no lixiviado bruto mostrou-se insuficiente como fonte de carbono, ficando limitado o processo de desnitritação, onde as eficiências de remoção de nitrito variaram entre 14 e 30%. O processo apresenta-se como uma alternativa viável para o tratamento de efluentes com baixa relação C/N.

Palavras Chaves: aterro sanitário, lixiviado, nitritação/desnitritação, nitrito, nitrogênio amoniacal.

INTRODUCÃO

Em nosso planeta, são gerados cerca de dois milhões de toneladas de resíduos sólidos domiciliares a cada dia, o que equivale a uma média de aproximadamente 0,7 kg/dia por habitante de área urbana, cuja composição e quantidade estão diretamente relacionadas com o modo de vida dos povos, a condição sócio-econômica e a facilidade de acesso aos bens de consumo. O gerenciamento adequado destes resíduos, que é um dos grandes desafios a ser superado pela sociedade atual, abrange a geração, estocagem, coleta, transferência, transporte, processamento e reciclagem ou disposição. Para solucionar tal problema, diversas alternativas têm sido propostas e estudadas ao longo das últimas décadas, dentre as quais destacam-se a reciclagem, a compostagem e a incineração. Embora estas e outras técnicas demonstrem grande valor, a utilização de aterros sanitários como forma definitiva de disposição de resíduos sólidos urbanos continua sendo a mais utilizada em países subdesenvolvidos ou em desenvolvimento por sua relativa simplicidade de operação e pelo baixo custo de operação e implantação [Assis, 1999; Christensen *et al.,* 2001; Ding *et al.,* 2001; Massukado, 2004; Ramos, 2004].

A operação de um aterro sanitário pode ser descrita, de maneira básica e simplista, como um conjunto de atividades que contempla o espalhamento dos resíduos sólidos em camadas sobre o solo, posterior compactação dos mesmos e por fim a cobertura, com solo da camada compactada no final de cada dia de operação. Uma vez depositados no aterro os resíduos descompõem-se através da combinação de processos químicos, físicos e biológicos, produzindo subprodutos sólidos, líquidos e gasosos. Embora a decomposição física e química dos materiais presentes nos resíduos sólidos domiciliares seja importante para a estabilização do aterro, a decomposição biológica desempenha o papel mais importante. Apesar de ser um dos métodos mais eficazes para a disposição de resíduos sólidos, os aterros podem causar inúmeros problemas ambientais, dentre eles estão à geração de lixiviado e a transferência de gases produzidos na decomposição dos resíduos para a atmosfera [IPT/CEMPRE, 2000; Jucá, 2002; Mcbean, Rovers e Furkuhar, 1995; Qasim e Chiang, 1994].

A fase gasosa, composta por CH_4, CO_2 e vapor de água, é liberada para o meio ambiente, podendo ser queimado ou aproveitado como energia, se canalizada. O lixiviado é um liquido escuro de odor desagradável, produzido pela decomposição físico-química e biológica dos resíduos depositados em um aterro. Carreado pela água de chuva e pela própria umidade contida nos resíduos, o lixiviado se transforma em uma matriz aquosa de extrema complexidade, apresentando em sua composição altos teores de compostos orgânicos e inorgânicos, na forma dissolvida e coloidal. As características e composicão do lixiviado formado em um aterro sanitário dependem de diversos fatores, dentre os quais podem ser citados: condições ambientais, composição dos resíduos, forma de operação do aterro e, principalmente, da dinâmica dos processos de decomposição que ocorre no interior das células [Baun et al., 2003; El Fadel *et al.,* 2002; Kjeldsen et al., 2002; Paschoalato, 2000; Stroot *et al.,* 2001].

Devido ao alto poder poluente do lixiviado, é necessário que seja feita a coleta, armazenamento e posterior tratamento do mesmo, já que o impacto produzido no meio ambiente é bastante acentuado: poluição das águas subterrâneas e superficiais, devido à alta concentração de compostos orgânicos e nitrogenados, que pode alterar a fauna e flora aquática, reduzir o teor de oxigênio dissolvido e provocar o processo de eutrofização [Randall, Bernard, Stensel, 1995; Van Benthum, 1998; Howarth, 2004].

Dentre as tecnologias existentes para o tratamento do lixiviado destacam-se os processos biológicos e os físico-químicos. A pesar da comprovada eficiência de alguns processos físico-químicos na remoção de formas nitrogenadas, sua utilização requer mão de obra especializada e adição de produtos químicos, além da limitação de alguns processos apenas transferirem os poluentes de uma fase para outra. Os sistemas biológicos, além da ausência de produtos químicos, resultam em menores custos de implantação e operação. Recentemente, os pesquisadores e técnicos têm buscado a aplicação de rotas biológicas alternativas para remoção de nitrogênio de águas residuárias onde utiliza o nitrito como forma oxidada predominante do nitrogênio amoniacal na etapa aeróbia do processo, o que resulta em economia significativa no dimensionamento dos sistemas de aeração, já que a demanda por oxigênio para nitrificação fica reduzida; e ainda diminui a necessidade de energia para redução do nitrito pelas bactérias heterotróficas, possibilitando a utilização desse processo para o tratamento de águas residuárias com baixa relação carbono/nitrogênio (C/N), a exemplo do sobrenadante de digestores anaeróbios, lixiviado de aterros sanitários, efluentes de reatores anaeróbios tratando esgoto doméstico e algumas águas residuárias industriais. Essa alternativa é usualmente denominada de nitritação; via simplificada ou via curta [Fux e Siegrist, 2004].

A presente pesquisa propôs a investigação das condições de remoção pela via simplificada (nitritação/desnitritação) de nitrogênio e matéria orgânica, presentes em lixiviado de aterro sanitário, utilizando a própria matéria orgânica existente como fonte de carbono para desnitritação. Tal estratégia de tratamento busca associar a economia de ausência de fonte externa de carbono na etapa anóxica do processo, com aquela oriunda da menor necessidade de fornecimento de oxigênio na etapa de acúmulo de nitrito.

MATERIAL E MÉTODOS

Descrição geral da pesquisa

O ponto de partida da presente investigação foi o estudo da remoção biológica do nitrogênio e da matéria orgânica via nitritação/desnitritação, em um reator de lodo ativado operado em bateladas seqüenciais, alimentado com lixiviado de aterro sanitário. Ao longo desse estudo buscou-se ajustar a duração das etapas anóxica e aerada e as condições operacionais, tais como razão de diluição e taxas de aplicação volumétricas, para conferir estabilidade ao tratamento biológico. Avaliou-se, também, a possibilidade da utilização da matéria orgânica presente no lixiviado como fonte de carbono pelos microorganismos heterotróficos desnitrificantes. Foram avaliados seis (6) ciclos de tratamento empregando lixiviado do aterro São João, localizado na zona leste do Município São Paulo (Estado de São Paulo-Brasil), o qual recebeu ao longo de quinze anos de operação (de 1992 a 2007) 27,9 milhões de toneladas de resíduos sólidos domiciliares. A vazão de lixiviado produzido durante os últimos meses de 1800 m^3/dia.

Sistema de Tratamento

Foi operado um reator de lodo ativado em bateladas seqüenciais com capacidade de 70 litros, construído em acrílico, com dimensões internas (comprimento x largura x profundidade) de (42 x 42 x 66)cm. Neste reator, foram acoplados: um medidor portátil de oxigênio dissolvido; um medidor de pH de bancada; um sistema de dispersão de ar e um agitador mecânico com potência de 12 HP e 3600 rpm; compressor de ar com potência de 20 Watts e vazão de 30 litros de ar/minuto. O inóculo (lodo) utilizado para a partida do reator biológico foi coletado na linha de retorno do decantador secundário da estacão de tratamento de esgoto Barueri, localizada na cidade de Barueri-Estado de São Paulo. A estacão compõe-se de um sistema de lodos ativados convencional com capacidade para tratar 9500 L/s de esgoto, sendo sua vazão atual em torno de 7000 L/s. Considerou-se a biomassa adaptada, quando se observou acumulacão sustenada de $N\text{-}NO_2^-$ no sistema, sendo esse periodo de adaptacão de três meses. Durante a seqüência cronológica das diferentes fases dos ciclos de tratamento (Figura 1), buscava-se a oxidação do nitrogênio amoniacal com acúmulo sustentado de nitrito (nitritação) ao longo da fase aeróbia dos ciclos e, a subseqüente redução do nitrito a nitrogênio gasoso (desnitrificação) utilizando a matéria orgânica do lixiviado (única fonte de carbono) como doador de elétrons durante a reação anóxica, retirando-se amostras em intervalos de tempo pré-definidos para realização de análises específicas.

A operação tradicional de um sistema de lodos ativados por bateladas seqüenciais pressupõe a definição de um intervalo de tempo fixo para cada uma das etapas dos ciclos de tratamento, no entanto, na presente pesquisa, a duração dessas etapas (anóxica, aerada, repouso e descarte) foi ajustada, sendo o tempo destinado a essas reações uma condição primordial para avaliar a eficiência do tratamento e a remoção dos poluentes. A rotina operacional do sistema de tratamento compreendia ***alimentar*** o sistema com lixiviado bruto (sem tratamento prévio) numa razão de troca volumétrica de 10% (ou seja, 7 litros de lixiviado para 70 litros de volume do reator), o que garante certa estabilidade ao processo de tratamento ao utilizar o fenômeno de diluição do afluente no conteúdo do reator para não induzir efeitos tóxicos dos poluentes à biomassa, devido às elevadas concentrações de nitrogênio no lixiviado. Entretanto, como conseqüência dessa condição operacional, a cinética do processo de biodegradação dos compostos é controlada pelas concentrações de poluentes ao final da fase de enchimento, além de sofrer a influência das taxas de aplicação volumétricas e da razão de troca volumétrica. A seguir iniciava-se a ***fase anóxica,*** onde a mistura líquida do interior do reator era mantida em agitação lenta, visando à redução de toda a massa de nitrogênio oxidado a nitrogênio gasoso (desnitritação). Após o nitrito ($N\text{-}NO_2^-$) ser reduzido, era introduzida aeração **(*fase aeróbia),*** de tal forma a manter uma concentração de oxigênio dissolvido de aproximadamente2 mgO_2/L, com a finalidade de oxidar a amônia a nitrito (nitritação). Uma vez que não era detectada a presença de amônia pelo método analítico empregado, a aeração era desligada e esperava-se a ***sedimentação*** da massa biológica por 30 minutos. O único descarte de lodo biológico foi aquele necessário à realização de análises físico-químicas, o que garantiu idades de lodo elevadas, na faixa de 100-150 dias, valores recomendados pela EPA para o tratamento de efluentes de composição complexa. As análises físico-químicas forma realizadas de acordo com o APHA, AWWA, WEF (2005). O plano de amostragem é mostrado na Tabela 1.

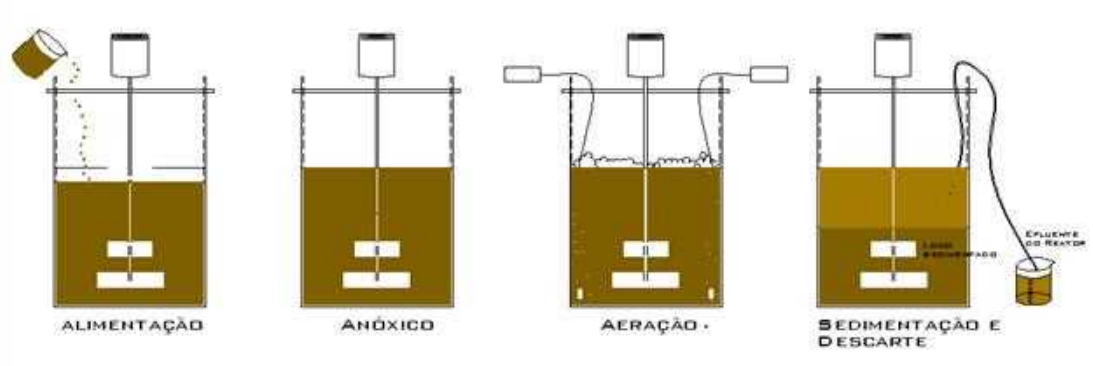


Figura 1. Seqüencia cronológica dos ciclos de tratamento

Tabela 1. Freqüência de amostragem e métodos analíticos

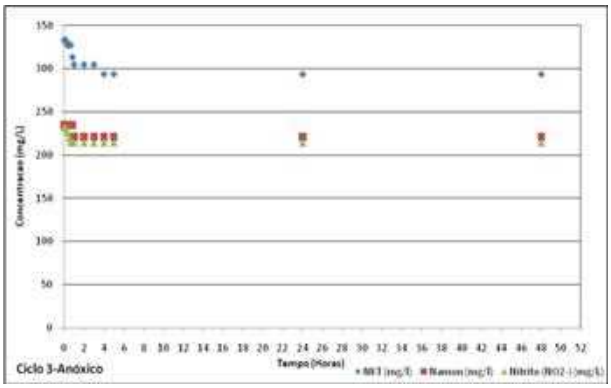
Parâmetro	Etapa e Freqüência	Método
Nitrogênio Total N-NKT	Lixiviado Inicio etapa anóxica Durante etapa anóxica: primeiras 5 horas, 24 e 48 horas Final etapa anóxica Durante etapa aerada: cada 12 horas Final etapa aerada	4500-N_{org} Método Kjeldahl
Nitrogênio Amoniacal N-NH_3	Lixiviado Inicio etapa anóxica Durante etapa anóxica: primeiras 5 horas, 24 e 48 horas Final etapa anóxica Durante etapa aerada: cada 12 horas Final etapa aerada	4500 – N-NH_3 Método de destilação e titulação
Nitrito N - NO_2^-	Lixiviado Inicio etapa anóxica Durante etapa anóxica: primeiras 5 horas, 24 e 48 horas Final etapa anóxica Durante etapa aerada: cada 12 horas Final etapa aerada	4500 – NO_2^- Método colorimétrico. Amostra filtrada em membrana 0,45 µm
Carbono Orgânico Total COT	Lixiviado Final etapa anóxica Final etapa aerada	5310C Método de oxidação UV. Amostras centrifugadas
Demanda Química de Oxigênio DQO	Lixiviado Final etapa anóxica Final etapa aerada	5220B Método do Refluxo aberto
Demanda Bioquímica de Oxigênio DBO	Lixiviado Final etapa anóxica Final etapa aerada	5200B Método DBO 5 días 20°C
pH	Permanentemente	Electrométrico
Oxigênio Dissolvido	Permanentemente	Eletrodo de membrana

Alcalinidade	Lixiviado Final etapa anóxica Final etapa aerada	2320B Método titulométrico com pHmetro através da adição de solução de ácido sulfúrico 0,1M
Sólidos em Suspensão Totais SST	Lixiviado Final etapa anóxica Final etapa aerada	2540D Método gravimétrico.
Sólidos em Suspensão Voláteis SSV	Lixiviado Final etapa anóxica Final etapa aerada	2540E Gravimétrico
Sólidos Totais ST	Lixiviado Final etapa aerada	2540B Método gravimétrico.
Temperatura	Permanentemente	2550B

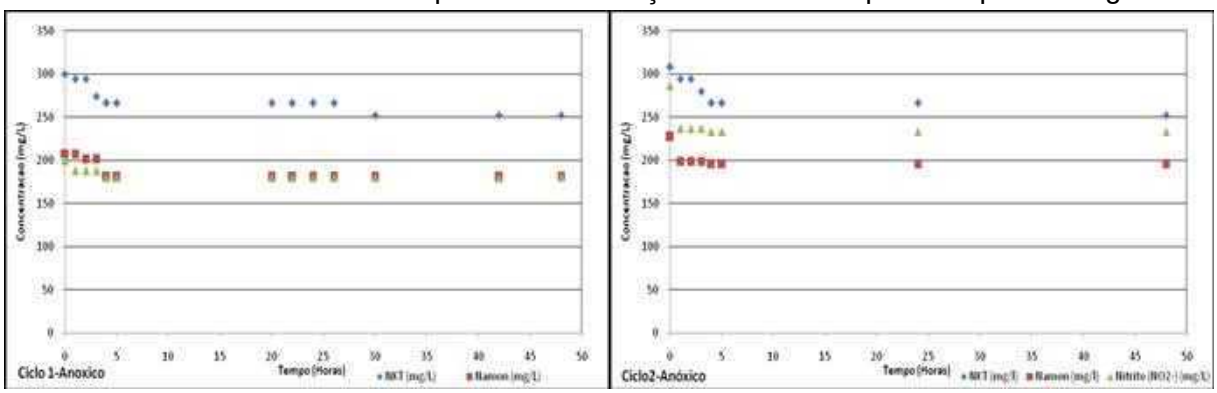
APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

A composição do lixiviado gerado em um aterro sanitário é complexa e depende de vários fatores, dentre os quais: condições ambientais (regime pluviométrico, temperatura, clima), características dos resíduos (composição, granulometria, umidade, idade dos resíduos), forma de operação e, principalmente, da dinâmica dos processos de decomposição que ocorrem no interior das células do aterro sanitário (hidrólise, adsorção, biodegradação, dissolução, diluição, redução, troca iônica, partição, geração e transporte de gás). O estado de degradação, relacionado com a idade, é um dois parâmetros mais aceitos de classificação dos aterros. O lixiviado empregado na presente pesquisa oriundo do aterro São João (Tabela 2), apresentou valores médios de DBO, DQO e COT iguais a 1150 mg O_2/L, 6000 mg O_2/L e 1600 mg O_2/L. onde o valor de carbono orgânico total (COT) correspondeu a 24% da DQO. A relação DBO/DQO media foi de 0,15. Esta baixa relação sugere um chorume com baixas concentrações de ácidos graxos e quantidades relativamente altas de combinações entre ácidos húmicos e fúlvicos, por isso pode se considerar que o lixiviado é oriundo de um aterro na fase metanogênica de estabilização, onde a razão de produção de metano é máxima e tem um decréscimo após o empobrecimento do conjunto de substratos solúveis. A matéria orgânica, fracamente biodegradável passa por um lento processo de metabolização, formando moléculas complexas de alta massa molar. Outros indicadores que corroboram tal afirmação são os valores elevados de Nitrogênio Total Kjeldhal (2065 mgN/L) e de nitrogênio amoniacal (1874 mgN/L). As amostras caracterizadas também apresentaram elevado teor de sólidos totais (10351 mg/L) e alcalinidade (8883 mg$CaCO_3$/L), valores considerados indicativos de recalcitrância [Cintra *et al.,* 2002; El Fadel *et al.,* 2002; Harmsen *et al.,* 1983; Im *et al.,* 2001].

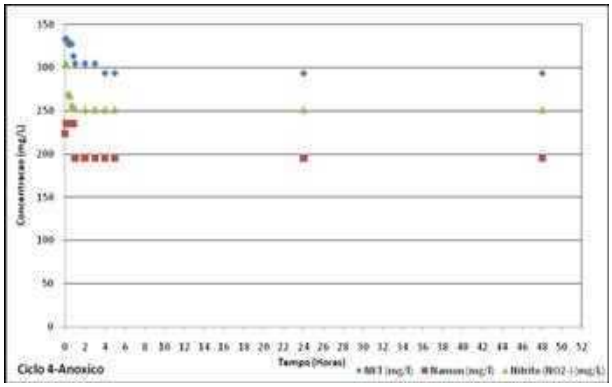
Desnitritação aplicando a matéria orgânica do lixiviado de aterro sanitário: Para estudar a redução biológica do nitrito, acumulado ao longo da fase aeróbia, o sistema era alimentado de uma só vez com lixiviado bruto e utilizava-se a própria matéria orgânica presente no lixiviado como fonte de carbono para a biomassa desnitritante (organismos heterotróficos). Foram medidas as concentrações de NKT, nitrogênio amoniacal e nitrito para seis ciclos de tratamento, durante as cinco primeiras horas, as 24 e 48 horas. Nestes



ciclos as concentrações de $N\text{-}NH_3$ no lixiviado estiveram na faixa de 1540 e 2240 mgN/L. Analisando os resultados mostrados na Figura 2 e nas Tabelas 2 e 3, pode-se verificar que ao final da primeira hora de reação anóxica não se registraram remoções significativas de nitrito (14 e 29%), o que indica que o lixiviado não apresentava quantidade de matéria orgânica biodegradável compatível com a demanda para desnitritação. A remoção de DBO ao longo da fase anóxica foi superior a 80% em todos os ciclos, o que demonstra que a maior parte da matéria orgânica biodegradável presente no lixiviado foi removida durante a desnitritação, além da baixa relação $DBO/DQO_{AFLUENTE}$ que sugere um lixiviado com baixas concentrações de ácidos graxos e quantidades relativamente altas de combinações entre ácidos húmicos e fúlvicos. A relação mássica $DBO_{consumida}/N\text{-}NO_2^-{}_{reduzido}$ variou pouco (entre 0,34 e 0,53), o que permite inferir que durante a fase anóxica para a redução biológica do nitrito, os microorganismos heterotróficos utilizaram a matéria orgânica biodegradável presente no despejo, sendo a mesma consumida durante a primeira hora da etapa anóxica, o que se traduz em baixas taxas específicas de desnitritação (entre 0,044 e 0,085 kg. $N\text{-}NO_2^-$/kg. SSV.dia). Os resultados demonstram que o processo de desnitritação, utilizando como fonte de carbono os compostos orgânicos presentes no lixiviado ficou limitada pela quantidade de matéria orgânica biodegradável do efluente, já que no mesmo predominam substâncias recalcitrantes (característico de aterros velhos) de elevada massa molar com estruturas muito complexas, como é o caso das substâncias húmicas (SH) que podem oferecer dificuldade a biodegradação em decorrência de diversos fatores, dentre os quais podem-se citar: estrutura química complexa desprovida de grupos funcionais reativos, ação tóxica de compostos químicos sobre os microorganismos responsáveis pela degradação inativando metabolismo celular dessas espécies e interações entre compostos químicos gerando



produtos não acessíveis a biodegradação. Maiores taxas de desnitritação só poderiam ser alcançadas adicionando uma fonte de carbono externa ao sistema [Akerman, 2005; Kang *et al.,* 2002; Martienssen e Schops, 1997; Tengrui et al., 2007; Zhang *et al.,* 2006; Zouboulis *et al.,* 2004].



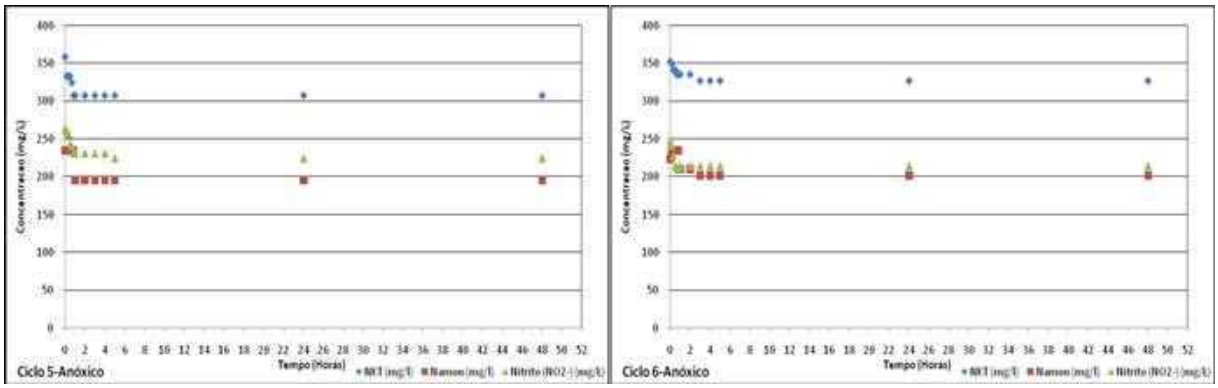


Figura 2. Variação da concentração temporais das formas de nitrogênio ao longo da fase anóxica dos ciclos de tratamento

Tabela 2. Resultados dos ciclos de tratamento conduzidos no reator biológico

Lixiviado							
Ciclo	**pH**	**Alcalinidade Total (mg $CaCO_3$/L)**	**Temperatura média (°C)**	**COT (mg/L)**	**DBO (mg/L)**	**NKT (mg/L)**	**N-NH_3 (mg/L)**
1	8,35	8680	26	3394	1482	1792	1618
2	8,26	9300	24	1411	851	1792	1540
3	8,02	8960	25	1066	1021	1680	1585
4	8,22	8760	25	1690	968	2352	2128
5	8,5	8800	25	845	1453	2397	2240
6	8,27	8800	22	1195	1030	2375	2134

Final etapa anóxica (48h) = Início da etapa aerada												
Ciclo	**pH**	**Alcalinidade Total (mg $CaCO_3$/L)**	**T (°C)**	**SSV (mg/L)**	**COT (mg/L)**	**DBO (mg/L)**	**Taxa de desnitritação (Kg NO_3^-, NO_2^-/ Kg SSV.dia)**	**DBOrem/NOxrem (Kg DBO/Kg NOx)**	**NKT (mg/L)**	**N-NH_3 (mg/L)**	**Nitrito (mg/L)**	**Remoção $N\text{-}NO_2^-/N\text{-}NO_3^-$ (%)**
1	8,48	2340	25	2140	1145	65	0,085	0,34	253	182	180	14
2	8,33	2400	25	2280	979	136	0,060	0,53	252	196	233	21
3	8,08	2000	24	1970	993	124	0,054	0,53	294	221	214	16
4	8,08	2740	24	2200	954	133	0,064	0,44	308	196	252	25
5	8,29	2380	22	2780	674	106	0,044	0,36	308	196	225	29
6	8,53	2100	22	2690	460	154	0,043	0,37	328	202	215	23

Final etapa aerada												
Ciclo	**pH**	**Alcalinidade Total (mg $CaCO_3$/L)**	**T (°C)**	**SSV (mg/L)**	**COT (mg/L)**	**DBO (mg/L)**	**Nitrito (mg/L)**	**NKT (mg/L)**	**N-NH_3 (mg/l)**	**Taxa de nitritação (Kg N-NH_3/ Kg SSV.dia)**	**Amônia Livre (mg NH_3/L) inicio da aeração**	**Amônia Livre (mg NH_3/L) final da aeração**
1	7,42	480	24	1880	1074	50	313	90	ND	0,131	0,76	0,01
2	6,58	400	24	2840	736	116	267	104	ND	0,095	0,54	0,00
3	6,15	200	24	1910	826	100	325	98	ND	0,158	0,82	0,00
4	8,85	2000	24	2260	811	31	310	112	ND	0,118	0,88	0,15
5	8,51	880	23	2200	723	101	281	104	ND	0,119	12,0	0,19
6	8,53	520	22	2600	438	96	215	104	ND	0,121	20,7	0,49

ND: Não detectável pelo método analítico, sendo o limite mínimo de detecção de 5 mg/L de N-NH_3

Tabela 3. Variação da concentração das formas de nitrogênio durante a etapa anoxica dos ciclos de tratamento

Ciclo	Freqüência (h)	NKT (mg/L)	$N\text{-}NH_3$ (mg/L)	$N\text{-}NO_2^-$ (mg/L)
1	0	300	207	200
	1	294	207	188
	2	294	202	188
	3	274	202	188
	4	266	182	180
	5	266	182	180
	24	266	182	180
	48	252	182	180
2	0	308	227	286
	1	294	199	237
	2	294	199	237
	3	280	199	237
	4	266	196	233
	5	266	196	233
	24	266	196	233
	48	252	196	233
3	0	333	235	232
	1	305	221	214
	2	305	221	214
	3	305	221	214
	4	294	221	214
	5	294	221	214
	24	294	221	214
	48	294	221	214
4	0	333	224	304
	1	305	196	253
	2	305	196	252
	3	305	196	252
	4	294	196	252
	5	294	196	252
	24	294	196	252
	48	294	196	252
5	0	358	235	264
	1	308	196	231
	2	308	196	231
	3	308	196	231
	4	308	196	231
	5	308	196	225
	24	308	196	225
	48	308	196	225
6	0	353	224	248
	1	336	210	215
	2	336	210	215
	3	328	202	215
	4	328	202	215
	5	328	202	215
	24	328	202	215
	48	328	202	215

Acúmulo de Nitrito: A fase aeróbia dos ciclos foi conduzida com concentrações de OD, no conteúdo do reator entre 2-2,5 mgO_2/L e pH entre 6,58 e 8,75. Durante cada ciclo, foram feitas medições cada 12 horas de NKT, nitrogênio amoniacal e nitrito com a finalidade de analisar o acúmulo de nitrito e as taxas de nitritação. As Tabelas 2 e 4 mostram que a eficiência de remoção da amônia atingiu 100% com acúmulo sustentado de $N\text{-}NO_2^-$, evidenciado pela relação $N\text{-}NO_2^-/(N\text{-}NO_2^- + N\text{-}NO_3^-)$ próximo de 1, sendo a nitritação completada nas 48 horas, a exceção do Ciclo 1 onde não se detectou a presença de $N\text{-}NH_3$ após 24 horas. A temperatura em todos os ciclos se manteve em aproximadamente 25°C. Os resultados mostram à estabilidade do processo de nitritação e a apropriada estratégia operacional que garantiu o acúmulo sustentado de nitrito no reator e a adaptação dos microrganismos as concentrações elevadas de nitrogênio amoniacal, sendo o mecanismo predominante de inibição das bactérias que oxidam nitrito a nitrato a toxicidade conferida pela amônia livre. Anthonisen *et al.,* (1976) concluíram que concentrações de amônia livre entre 0,1 e 10 mgNH_3/L inibiram a oxidação do nitrito a nitrato. As taxas específicas de nitritação alcançadas oscilaram entre 0,095 e 0,158 kg $N\text{-}NH_3$/kg SSV.dia [Berge *et al.,* 2007; Ganigue *et al.,* 2007; Gorska *et al.,* 1997; Laitinen *et al.,* 2006].

Tabela 4. Variação da concentração das formas de nitrogênio durante a etapa aerada dos ciclos de tratamento

Ciclo	Freqüência (h)	NKT (mg/L)	$N\text{-}NH_3$ (mg/L)	$N\text{-}NO_2^-$ (mg/L)
1	0	252	182	180
	12	98	20	264
	24	90	ND	313
2	0	252	196	233
	12	216	154	237
	24	126	112	244
	48	98	ND	267
3	0	294	221	214
	12	280	154	267
	24	112	56	299
	48	98	ND	325
4	0	294	196	252
	12	235	165	272
	24	112	48	291
	48	84	ND	310
5	0	308	196	225
	24	126	179	264
	48	98	ND	281
6	0	328	202	215
	24	134	56	256
	48	104	ND	274

***Hora zero (0h) corresponde ao tempo de finalização da fase Anoxica e inicio da fase aerada**
ND: Não detectável pelo método analítico, sendo o limite mínimo de detecção de 5 mg/L de $N\text{-}NH_3$

Na Figura 3 são comparadas as concentrações de DQO ao final das fases anóxica e aerada dos diferentes ciclos. Ao final da etapa aeróbia dos ciclos de tratamento, os resultados de DQO apresentaram resultados superiores aos valores encontrados no início dessa etapa. Esse resultado contraria a lógica do processo de tratamento, uma vez que, como não houve

alimentação do sistema entre o final da fase anóxica e inicio da aeróbia, não houve aporte de matéria orgânica e, portanto, o resultado da DQO deveria ser menor ou igual ao inicial. No caso de efluentes de complexa composição, como o lixiviado, que contém significativas concentrações de substâncias inorgânicas reduzidas, podem ocorrer resultados falso-positivos na realização das análises em função da oxidação desses compostos pelo dicromato de potássio de fato, aproximadamente, um terço do valor da DQO de lixiviados deve-se à presença de compostos inorgânicos, como: Fe^{+2}, Mn^{+2}, S^{-2}, e Cl^{-}. Outro dos fatores de desvio, nas análises de DQO, é a excessiva concentração de nitrito no meio líquido, devido a própria característica da pesquisa que visa o acúmulo de $N\text{-}NO_2^-$ durante a etapa aeróbia dos ciclos de tratamento, sendo o mesmo oxidado na presença do dicromato de potássio elevando a concentração da DQO, por isso a DQO não pode ser considerado um parâmetro adequado de quantificação da matéria orgânica de lixiviado de aterro sanitário, sendo mais conveniente fazer medições de Carbono Orgânico Total (COT) [Aquino *et al.,* 2006; Kylefors *et al.,* 2003; Kim, 1989; Wiszniowski *et al.,* 2006].

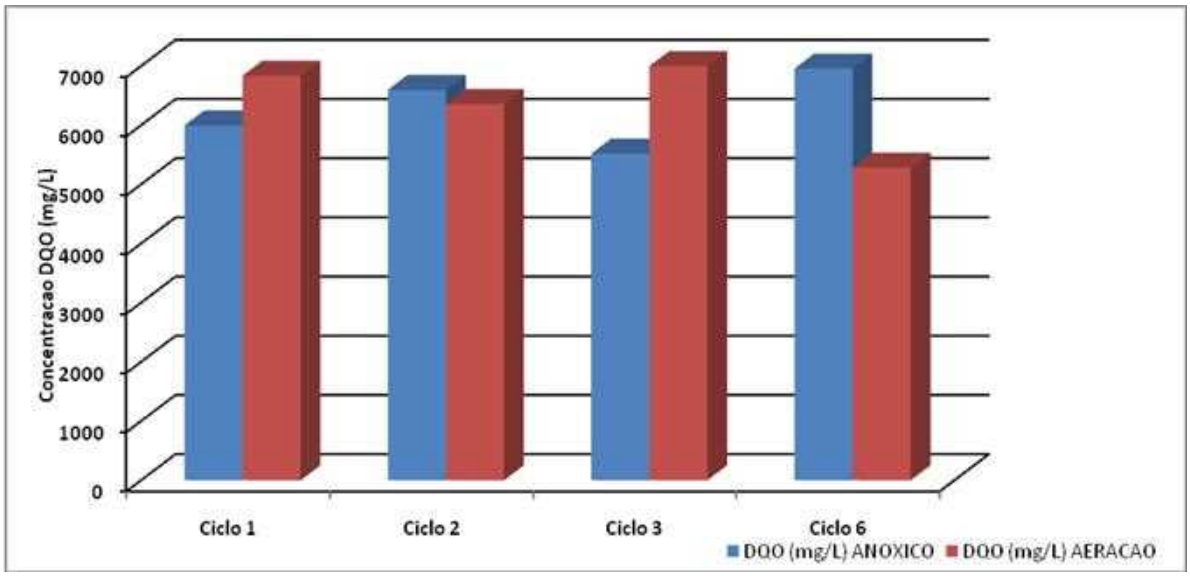


Figura 3. Comparação dos valores de DQO ao final das fases anoxica e de aeração dos ciclos de tratamento

A Figura 4 mostra as concentrações de COT ao final das etapas de cada ciclo de tratamento, que registram remoção de 46% ao final da etapa anóxica confirmam o consumo do substrato de fácil biodegradação presente no lixiviado (80% de remoção de DBO), no entanto no final da etapa aerada a remoção media foi só de 12%, o que indica que os compostos orgânicos que não foram consumidos durante a desnitritação não são degradados durante a aeração. Estes resultados demonstram que cerca de 40% do carbono orgânico disolvido encontra-se constituído por combinações de compostos recalcitrantes de elevada massa molar (MM>1000 g/mol) com estruturas muito complexas, como é o caso das substâncias húmicas (SH) reconhecidas por sua grande heterogeneidade e complexidade, que se desenvolveram aleatoriamente através do metabolismo-catabolismo microbiano, durante o período de degradação microbiológica de materiais orgânicos dentro do aterro e representa um constituinte importante no lixiviado em fase metanogênica (estabilizado) como o empregado nesta pesquisa. As substâncias húmicas são parcialmente aromáticas, de natureza polieletrólita, e não exibem mais as características químicas e

físicas normalmente associadas a compostos orgânicos de estruturas bem definidas, pelo que os microrganismos como principais agentes do processo de biodegradação, têm dificuldade ou impossibilidade de degradar essas substâncias presentes no lixiviado. Em função do comentado, entende-se que a completa remedição de um efluente complexo, como o lixiviado de aterro sanitário, é praticamente impossível pela ação de um processo isolado, sendo necessário sistemas de tratamento integrados por processos biológicos e físico-químico de precipitação-coagulação, estes últimos objetivando a remoção de compostos recalcitrantes [Chiristensen et al., 2001, Harmsen, 2003].

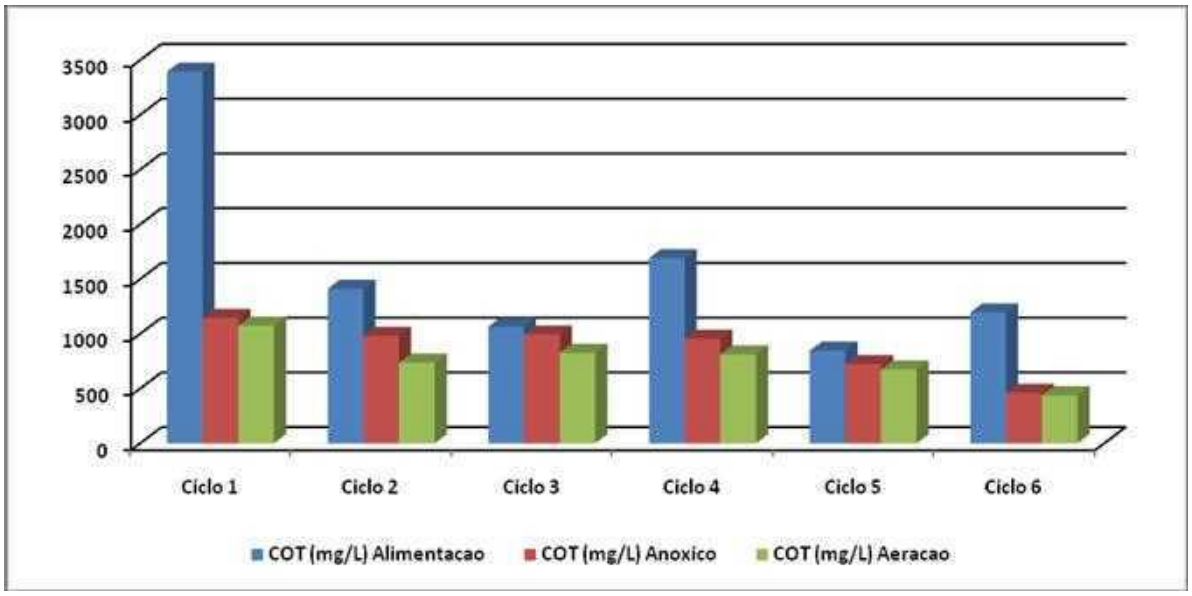


Figura 4. Perfis de concentração de COT para os ciclos de tratamento

Conclusões

O processo biológico de nitritação/desnitritação mostrou-se como uma alternativa viável no tratamento de lixiviado de aterro sanitário, reduzindo a quantidade de oxigênio durante a etapa aerada em comparação com o processo tradicional de nitratação, o que resulta em economia significativa no dimensionamento dos sistemas de aeração. Em função das características do lixiviado estudado, fica demonstrado que a duração da etapa anóxica do tratamento não deve ser maior há uma hora devido à reduzida fração de matéria biodegradável, limitando a desnitritação heterotrófica, sendo requerida a adição de uma fonte externa de carbono, como o etanol para alcançar maiores taxas de desnitritação. Por último, a complexidade do lixiviado com elevada presença de compostos recalcitrantes faz impossível sua remedição pela ação do processo biológico de nitritação/desnitritação, sendo requerida a integração de um post-tratamento físico-químico que permita modificar favoravelmente sua recalcitrância.

Referências Bibliográficas

Akerman A (2005). *Feadibility of nitrate-shunt (nitritation) on landfill leachate*. Tesis Maestría. Lunds Tekniska Universitet. Departament of Water and Environmental Engineering. Suecia. 79pp.

Anthonisen A, Loehr R, Prakasam T, Srinath E (1976) *Inhibition of nitrification by ammonia and nitrous acid.* Journal of Water pollution Control Federation, 48(5): 835-852.

APHA (2005) *Standard Methods for Examination of Water and Wastewater*. 21 ed. APHAAWWA- WEF. Nueva York, EEUU. 1325 pp.

Aquino SF, Silva SQ, Chernicharo C (2006) *Considerações práticas sobre o teste de demanda química de oxigênio (DQO) aplicado a análise de efluentes anaeróbios.* Engenharia Sanitária e Ambiental. 2(4): 295-304.

Arnz P, Esterl S, Nerger C, Delgado A, Wilderer PA (2000) *Simultaneous loading and draining as a means to enhace efficacy of sequencing batch reactors.* Water Research. 34(5): 1763-1766.

Assis JF (1999) *Avaliacão do uso de aterros como alternativa para disposição de resíduos sólidos domicialer e industriales.* Tesis Maestría. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Paulo. Brasil. 126pp.

Berge ND, Reinhart DR, Batarseh E.S (2007) *Strategy for complete nitrogen removal in bioreactor landfills*. Journal of Environmental Engineering. 133(2): 1117-1125.

Cintra FH, Hamada J, Castilho Filho GS (2002) *Fatores que afetam a qualidade do chorume gerado em aterro controlado de resíduos urbanos*. VI Simpósio Ítalo-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. Vitória, Espiritu Santo. Brasil.

Christensen TH, Bjerg P, Jensen D, Christensen A, Baum A, Albrechtsen H, Heron G (2001) *Biochemistry of landfill leachate plumes.* Applied Geochemistry. 16: 659-718.

Ding A, Zhang Z, FU J, Cheng L (2001) *Biological control of leachate from municipal landfills*. Chemosphere. 44: 1-8.

El Fadel M, Douseid E, Chahine W, Alaylic B (2002) *Factors influencing solid waste generation and management.* Waste Management. 22: 269-276.

Ganigué R, Lopez H, Balaguer MD, Colprim J (2007) *Partial ammonium oxidation to nitrate of high ammonium content urban landfill leachates.* Water Research. 41: 317-3326.

Gorska SJ, Cichon A, Miksch C (1997) *Nitrogen removal from wastewater with high ammonia nitrogen concentration via shorter nitrification and denitrification*. Water Research and Technology. 36(10):73-78.

Harmsen J (1983) *Identification of organic compounds in leachate from a waste tip.* Water Research. 17: 699-707.

Howarth RW (2004) *Human acceleration of nitrogen cycle: drivers, consequences and steps toward solutions.* Water Science and Technology. 29(5-6): 7-13.

Im JH, Woo HJ, Choi MW, Han KB, Kim CW (2001) *Simultaneous organic and nitrogen removal from municipal landfill leachate using an anaerobic-aerobic system.* Water Research. 35:2403-2410.

IPT/CEMPRE (2000) *Lixo municipal: Manual de gerenciamento integrado.* Segunda Edición. Instituto de Pesquisas Tecnologicas. São Paulo. Brasil. 370pp.

Jucá JFT (2002) *Destinação final dos resíduos sólidos no Brasil: situação atual e perspectivas.* X Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. Braga. Portugal.

Kang YW, Hwang KY (2000) *Effects of reaction conditions on the oxidation efficiency in the fenton process*. Water Research. 34(10): 2786-2790.

Kim RB (1989) *Effect of ammonia on COD analysis.* Journal of Water Pollution Control Federation. 61(5): 614-617.

Kjeldsen P, Barlaz MA, Rooker AP, Baun A, Ledin A, Christensen T (2002) *Present and Long-Term Composition of MSW Landfill Leachate: A Review.* Environmental Science and Technology. 32(4): 297-336.

Kylefors K, Ecke H, Lagerkvist A (2003) *Accuracy of COD test for landfill leachates.* Water, Air and Soil Pollution. 146: 153-169.

Laitinen N, Luonsi A, Vilen J (2006) *Landfill leachate treatment with sequencing batch reactor and membrane bioreactor.* Desalination. 191:86-91.

McBean EA, Rovers FA, Farquhar GJ (1995) *Landfill engineering and design.* Primera Edición. Prentice Hall, New Jersay, EEUU, 544pp.

Martienssen M, Schops R (1997) *Biological Treatment of Leachate from solid waste landfill sites.* Water Resource. 31(5): 1164-1170.

Massukado LM (2004) *Sistema de apoio a decisão: avaliação de cenários de gestão integrada de resíduos sólidos urbanos domiciliares.* Tesis Maestría. Universidade Federal de São Carlos. São Carlos. Brasil. 230pp.

Paschoalato CFPR (2000) *Caracterizacão dos líquidos percolados gerados por disposição de lixo urbano em diferentes sistemas de aterramento.* Tesis Maestría. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Paulo. Brasil. 76pp.

Piccolo A, Conte P (2001) *Chromatographic and spectrophotometric properties of dissolved humic substances compared with macromolecular polymers.* Soil Science. 166: 174-185.

Qasim SR, Chiang W (1994) *Sanitary Landfill Leachate: Generation, Control and Treatment*. Lancaster, PA, EEUU. 352 pp.

Ramos S (2004) *Sistematização técnico-organizacional de programas de gerenciamento integrado de resíduos sólidos urbanos em municípios do estado do Paraná*. Tesis Maestria. Universidad Federal de Paraná. Curitiba. Brasil.

Randall CW, Barnard JL, Stensel HD (1995) *Design and retrofit of wastewater treatment plants for biological nutrient removal.* Lancaster. PA, EEUU. 420pp.

Stroot P, Mcmahon K.D, Mackie RI, Raskin L (2001) *Anaerobic Condigestion of Municipal, Solid Waste and Biosolids Under Various Mixing Conditions*. *Microbial Population Dynamics*. Water Research. 35(7): 1817–1827.

Tengrui L, Al-Harbawi A, Ling-Ming B, Jun Z, Long X (2007) *Characterisitics of nitrogen removal from old landfill leachate by sequencing batch biofilm reactor.* American Journal of Applied Sciences. 4(4):211-214.

Van Benthum W (1998) *Integrated nitrification and denitrification in biofil airlift reactors: biofilm development, process design and hydrodynamics*. Tesis Doctorado. Universidade Técnica de Delft. Delft. Holanda.

Wiszniowski J, Robert D, Surmacz-Gorska J, Miksch K, Weber JV (2006) *Landfill leachate treatment methods: A review.* Environmental Chemistry Letters. 4(1): 51-61.

Zhang S, Peng Y, Wang S, Zheng S, Guo J. (2006) *Organic matter and concentrated nitrogen removal by shortcut nitrification and denitrification from mature municipal landfill leachate.* Journal of Environmental Sciences. 19: 647-651.

Zouboulis AI, Chai XL, Katsoyiannis IA (2004) *The application of bioflocculant for the removal of humic acids from stabilized landfill leachates.* Journal of Environmental Management. 70: 35-41.

UMA ABORDAGEM ESTRATÉGICA PARA A IMPLEMENTAÇÃO DE PLANOS DE SEGURANÇA DA ÁGUA À ESCALA NACIONAL

José M. P. VIEIRA[1]

RESUMO

O fornecimento de água para consumo humano de boa qualidade e segura é de importância fundamental para a protecção da saúde pública e deve constituir o primeiro objectivo dos sistemas públicos de abastecimento de água. A 3ª edição das Recomendações para a Qualidade da Água para Consumo Humano da Organização Mundial da Saúde propõe uma abordagem de avaliação e gestão de riscos para o controlo da qualidade da água potável, estabelecendo um processo sistemático para a identificação de perigos e procedimentos de gestão efectivos para o seu controlo através de preventivos planos de segurança da água (PSA), compreendendo todas as etapas de protecção desde a fonte de água bruta até à torneira do consumidor.

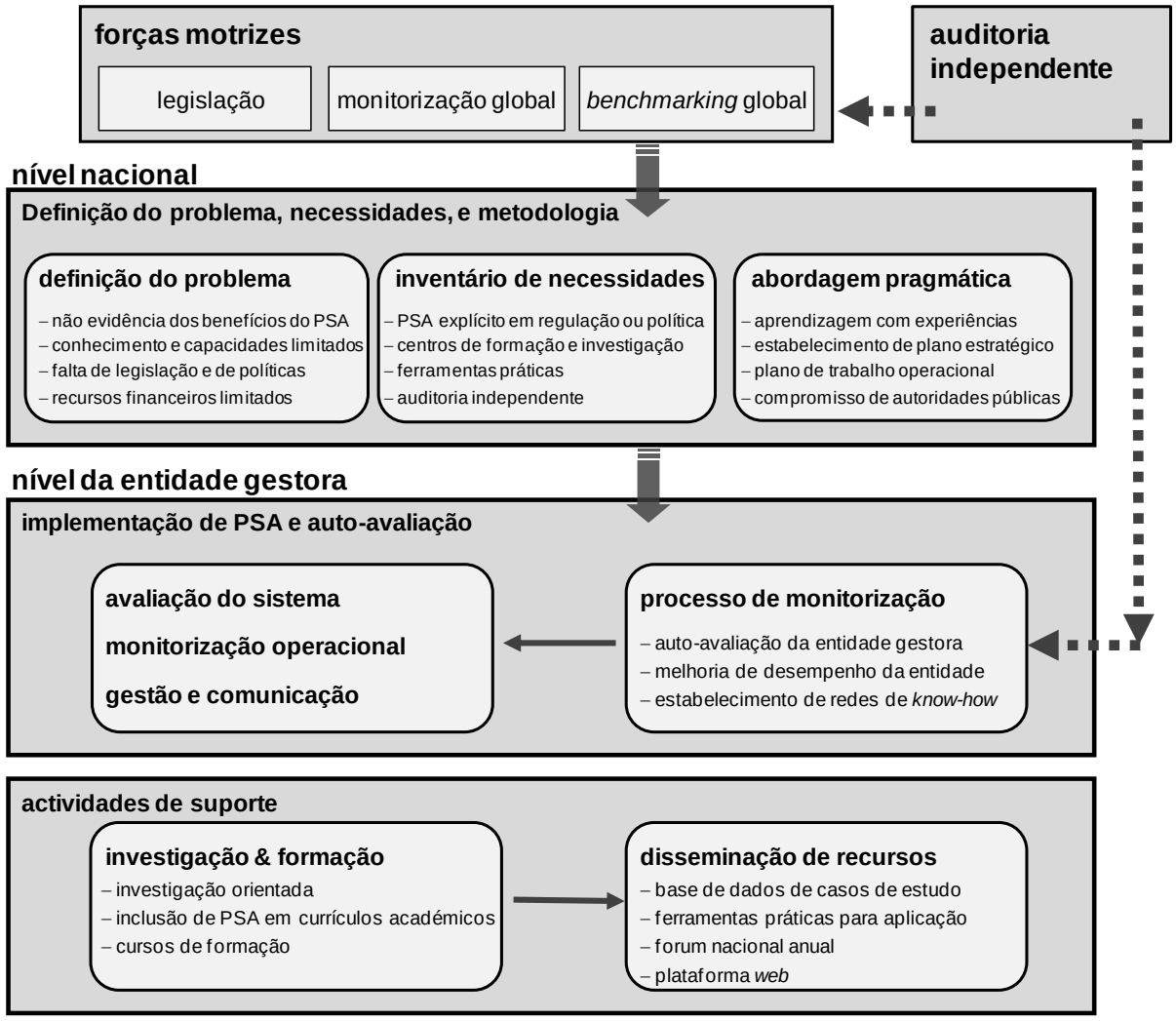
Alguns bons resultados num pequeno número de experiências desenvolvidas em Portugal sugerem uma abordagem estratégica mais ambiciosa com o objectivo de disseminar, pelas entidades gestoras de serviços de abastecimento, a implementação de PSA à escala nacional.

Por outro lado, a estruturação de um quadro coerente e pragmático pode revelar-se de extrema valia para a monitorização de processos padronizados na implementação de PSA, onde a responsabilização dos diferentes actores e a priorização das componentes essenciais constituem factores críticos de sucesso.

No presente trabalho apresenta-se uma proposta metodológica e organizativa integrada, com implicações a diversos níveis, onde se evidenciam as restrições e necessidades fundamentais associadas aos aspectos de organização institucional e de investigação que podem revelar-se críticas na abordagem estratégica de uma política de implementação de PSA à escala nacional (Figura 1). Para além de um quadro de actuação de referência, tanto ao nível da entidade gestora como ao nível nacional, realça-se a grande importância a dar à monitorização desta abordagem estratégica, onde a auditoria independente assume um papel-chave no plano de trabalho operacional proposto

[1] Professor Catedrático, Universidade do Minho, 4704-553 Braga, jvieira@civil.uminho.pt

A demonstração da exequibilidade desta abordagem estratégica oferece uma contribuição metodológica para a disseminação da implementação de PSA em Portugal, assim como a sua replicabilidade a uma escala mais global.



Da metodologia proposta realçam-se os seguintes atributos: (i) a auditoria independente constitui um factor-chave para o plano de trabalho operacional tanto ao nível nacional (programa de monitorização global, *benchmarking* global) como ao nível da entidade gestora (avaliação do sistema e monitorização operacional); (ii) a Entidade Reguladora deve assumir um papel de liderança na coordenação de todo quadro de aplicação; (iii) as entidades de protecção ambiental (ARH) e as entidades gestoras dos sistemas de abastecimento de água devem ser envolvidas desde o início de todo o processo de disseminação; (iv) o trabalho a desenvolver pelas instituições de investigação é fundamental tanto para o estabelecimento de linhas de investigação e de programas de formação especializada como para a disseminação de recursos.

Uma abordagem estratégica para a implementação de PSA à escala nacional como a que é proposta neste trabalho, pode permitir, a legisladores e a decisores políticos, uma melhor

aplicação de processos faseados de análise e gestão de riscos em sistemas de abastecimento de água, com os consequentes benefícios na protecção da saúde pública.

Palavras-Chave: avaliação e gestão de riscos, planeamento estratégico, qualidade da água potável.

UMA PROPOSTA PARA A AUTO-AVALIAÇÃO DA EXCELÊNCIA NUMA ENTIDADE GESTORA DE SERVIÇOS DE ÁGUAS COM BASE NO MODELO DA EFQM:

O Caso da Águas de Coimbra

M. TERESA P. TELO[1]; PATRÍCIA MOURA SÁ[2]

RESUMO:

Embora a Missão global das Entidades Gestoras (EG) de serviços de águas permaneça igual no essencial, as expectativas relativamente à qualidade dos seus serviços, e à sua eficácia e eficiência organizacionais têm vindo a aumentar. Para gerir um conjunto de factores críticos de sucesso, relacionados com os princípios e práticas de gestão da qualidade, é fundamental melhorar o grau de excelência com que as EG cumprem a sua Missão. A este respeito, a Auto-Avaliação da excelência organizacional é fundamental para garantir a defesa dos interesses dos seus utilizadores e para promover a eficácia e a eficiência na utilização de recursos.

Apesar de existir uma longa tradição no controlo e monitorização da qualidade da água (como um produto), a experiência na avaliação organizacional e na medição do desempenho das EG do sector das águas é ainda limitada, particularmente nas EG de titularidade e gestão municipal, a maioria no nosso país.

Tendo em conta os benefícios do Modelo Europeu de Excelência (Modelo EFQM[3]) como uma metodologia destinada à avaliação da Excelência organizacional, neste trabalho propõe-se uma metodologia baseada no modelo EFQM para a Auto-Avaliação da Excelência numa EG fornecedora de serviços de água – AC, Águas de Coimbra. E.E.M., sugerindo um conjunto de indicadores de desempenho (ID) e de medidas organizacionais capazes de reflectir as especificidades do sector das águas

Palavras-chave: Auto-Avaliação, Excelência organizacional, Modelo EFQM, Sector das águas.

[1] Consultora em Gestão de Qualidade, ttelo@sapo.pt.

[2] Faculdade de Economia da Universidade de Coimbra, pmourasa@fe.uc.pt.

[3] European Foundation for Quality Management

INTRODUÇÃO

O desenvolvimento do conceito de Qualidade e a afirmação da Qualidade Total como uma filosofia de gestão integrada, levou muitas empresas a procurarem linhas mestras para a sua implementação. Nesse contexto assistiu-se à emergência de prémios de excelência – como o Prémio Europeu da Qualidade – destinados a promover a qualidade e o desenvolvimento de exercícios de Auto-Avaliação.

De entre os vários modelos de excelência existentes, o Modelo de Excelência da EFQM, actualmente considerado o sistema de gestão mais usado na Europa (Quality Scotland, 2007), foi inicialmente concebido para ajudar as organizações a estabelecerem um sistema de gestão apropriado, capaz de promover a Excelência e melhorar o seu desempenho. Pode afirmar-se que o Modelo de Excelência da EFQM é um modelo orientado para as boas práticas de gestão e, consequentemente, para a sustentabilidade a longo prazo.

O Modelo de Excelência da EFQM tem sido usado no processo de Auto-Avaliação e de *Benchmarking* por organizações dos mais diversos sectores, industriais e de serviços, privadas ou públicas, de pequena, média e de grande dimensão. O modelo tem sido também aplicado a instituições de saúde e de educação.

O Sector das Águas tradicionalmente tem avaliado a sua eficácia e eficiência através do cálculo de Indicadores de Desempenho (ID) no âmbito de iniciativas de Auto-Avaliação e de *benchmarking* métrico. Neste âmbito, merecem referência os sistemas de ID promovidos pela Associação Internacional da Água (IWA) e destinados a constituírem um instrumento de gestão para uso e benefício das próprias entidades gestoras dos Serviços de Águas, a iniciativa de *benchmarking* métrico promovidas por associações do Sector do Norte da Europa – iniciativa NEBC, e o Sistema de ID desenvolvido pela entidade reguladora portuguesa (ERSAR) para avaliar a qualidade de serviço das actividades de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais prestadas pelas entidades gestoras.

Como resposta às exigências por parte do regulador, de entidades financiadoras, de utilizadores, e de associações de defesa do consumidor e do ambiente, e do estabelecido na Directiva Quadro da Água, as entidades gestoras portuguesas estão confrontadas com a necessidade de implementarem sistemas de gestão eficazes que tomem em conta o interesse dos diferentes *stakeholders*.

Neste âmbito, a utilização do Modelo da EFQM como ferramenta de Auto-Avaliação da Excelência Organizacional, à partida, apresenta-se para estas entidades como uma interessante forma de diagnóstico, feito de forma holística e tomando em conta as perspectivas dos diferentes *stakeholders*, nomeadamente dos seus utilizadores, dos seus accionistas/titulares, dos seus colaboradores e da sociedade em geral.

Assim, com este trabalho pretende-se, num primeiro momento, avaliar o potencial do Modelo de Excelência da EFQM como ferramenta de Auto-Avaliação e seguidamente analisar quais as adaptações necessárias para que melhor responda ao contexto específico do Sector das Águas. Nesta fase de interpretação de cada um dos critérios do modelo teve-se como referência o caso da Águas de Coimbra.

O MODELO DE EXCELÊNCIA DA EFQM COMO FERRAMENTA DE PROMOÇÃO DA EXCELÊNCIA ORGANIZACIONAL

Independentemente do sector ou indústria, dimensão, estrutura ou maturidade, para que as organizações tenham sucesso necessitam de estabelecer um sistema de gestão apropriado.

O Modelo de Excelência da EFQM é uma ferramenta que permite às organizações estabelecer um sistema de gestão estruturado, que materializa os princípios da Gestão pela Qualidade Total. Os princípios gerais da Gestão pela Qualidade Total ou Conceitos Fundamentais da Excelência – conjunto de convicções que interligadas correspondem ao significado de Excelência – que sustentam o Modelo de Excelência da EFQM são os seguintes:

- Orientação para os Resultados;
- Focalização no Cliente;
- Liderança e Constância de Propósitos;
- Gestão por Processos e por Factos;
- Desenvolvimento e Envolvimento das Pessoas;
- Aprendizagem, Melhoria e Inovação contínuas;
- Desenvolvimento de Parcerias;
- Responsabilidade Social Corporativa.

Este modelo é constituído por nove critérios agrupados em Meios – Liderança, Política e Estratégia, Pessoas, Parcerias e Recursos, e Processos – e em Resultados – Resultados Pessoas, Resultados Clientes, Resultados Sociedade, e Resultados Chave do Desempenho – e está representado na Figura 1.



Figura 1. Modelo de Excelência da EFQM
Fonte: "O Modelo de Excelência da EFQM" - © 1999 – 2003 EFQM

Os critérios relativos a Meios abrangem as actividades e os esforços da organização, o que faz e como faz. Os critérios de Resultados abrangem os resultados da organização, o que esta alcança. Existe uma relação simbiótica entre Meios e Resultados, isto porque, por um lado, os Resultados são gerados pelos Meios e, por outro, os Meios são melhorados

utilizando o *feedback* dos Resultados, através da Inovação e da Aprendizagem enquanto fontes de progresso.

O Modelo de Excelência da EFQM reconhece a existência de várias abordagens para alcançar a Excelência sustentável em todos os aspectos do desempenho da organização e assenta fundamentalmente na seguinte premissa:

"*Resultados excelentes no que se refere ao Desempenho, Clientes, Pessoas e Sociedade são alcançados através da Liderança na condução da Política e da Estratégia, a qual é transferida através das Pessoas, das Parcerias e Recursos, e dos Processos.*" (Fonte: "Introdução à Excelência" - © 1999 – 2003 EFQM).

Cada um dos nove critérios do modelo EFQM é suportado por um conjunto de partes de critério, num total de 32 partes de critério. Na Tabela 1 apresenta-se um resumo das partes de critério e dos pontos de orientação do Modelo de Excelência da EFQM, na versão sectores público e voluntário.

Tabela 1 – Resumo das partes de critério e dos pontos de orientação considerados no Modelo de Excelência da EFQM (Sectores Público e Voluntário).

Critério	Partes de critério	Pontos de orientação
1. Liderança	5	36
2. Política e Estratégia	4	25
3. Pessoas	5	31
4. Parcerias e Recursos	5	40
5. Processos	5	33
6. Resultados clientes	2	8
7. Resultados pessoas	2	6
8. Resultados sociedade	2	8
9. Resultados chave do desempenho	2	4
Total	32	191

O Modelo tem um sistema de pontuação, chamado de Matriz de Pontuação RADAR, onde se definem os pesos relativos de cada um dos nove critérios e se pode obter uma pontuação global máxima de 1000 pontos, e uma metodologia de avaliação chamada de "lógica RADAR", que permite a candidatura, ou a sua simulação, ao Prémio Europeu da Qualidade (EQA) por parte das organizações.

A lógica RADAR, uma modificação do ciclo PDCA de Deming, estabelece que uma organização necessita de planear os **R**esultados – financeiros, operacionais e de percepção dos seus *stakeholders* – que espera alcançar de forma a concretizar a sua política e estratégia; desenvolver um conjunto integrado de **A**bordagens sólidas para alcançar os resultados requeridos, tanto no presente como no futuro; **D**esdobrar as abordagens de uma forma sistemática garantindo a sua implementação total; e **A**valiar e **R**ever as abordagens adoptadas e o seu desdobramento, através da monitorização e análise dos resultados alcançados e das actividades de aprendizagem realizadas, e, depois, identificar, prioritizar, planear e implementar melhorias onde necessário.

O Modelo de Excelência da EFQM é, pois, uma ferramenta que pode ser usada de várias formas:

- Como uma base estrutural para o sistema de gestão da organização;
- Como uma ferramenta de Auto-Avaliação, posicionando as organizações no caminho para a Excelência, ajudando-as a compreender as lacunas e, consequentemente, estimulando a procura de soluções;
- Como uma ferramenta de *Benchmarking* com outras organizações;
- Como uma base para uma linguagem comum e uma forma de pensar a organização partilhada por todas as áreas funcionais;
- Como uma ferramenta para posicionar iniciativas existentes, remover duplicações e identificar lacunas;
- Como referencial para a candidatura ao Prémio Europeu da Qualidade.

O Modelo de Excelência que se utiliza neste artigo, orientado para os sectores público e voluntário, contém algumas particularidades que reflectem as circunstâncias específicas das organizações destes dois sectores, como sejam o facto de se tratar de organizações monopolistas ou não lucrativas.

A avaliação de desempenho das diferentes actividades afectas à administração pública revela, comummente, ganhos potenciais de eficiência e de produtividade muito elevados (Marques, 2005). Assim, para a melhoria do desempenho da actividade das organizações prestadoras de serviços públicos, a utilização do Modelo de Excelência da EFQM como ferramenta de Auto-Avaliação e de *benchmarking* será da maior utilidade para a melhoria da qualidade destes serviços num contexto de recursos financeiros limitados e de exigências crescentes, de poupança de custos internos, e de aumento da capacidade de resposta às mudanças sociais e políticas.

A AUTO-AVALIAÇÃO SEGUNDO O MODELO DE EXCELÊNCIA DA EFQM

A Auto-Avaliação é um processo ao qual as organizações se submetem e que tem como fim primeiro o seu autoconhecimento, pois permite-lhes identificar os seus pontos fortes e as áreas onde podem ser feitas melhorias, culminando em acções de melhoria planeadas, cujo progresso é continuamente monitorizado.

A Auto-Avaliação é uma componente importante da definição da estratégia, do planeamento dos negócios e da melhoria dos processos.

A Auto-Avaliação aqui referida é uma revisão regular, sistemática e abrangente das actividades e dos resultados de uma organização, neste caso realizada com base no Modelo de Excelência da EFQM.

As organizações não podem assumir a Auto-Avaliação como uma iniciativa pontual; é fundamental delinear uma estratégia de Auto-Avaliação a longo prazo (3 a 5 anos), adoptando para isso as várias técnicas de Auto-Avaliação à medida que a organização vai alcançando um grau de maturidade cada vez mais elevado e se torna mais exigente.

Atendendo a que da realização dos exercícios de Auto-Avaliação resulta normalmente um número significativo de áreas de melhoria e que os recursos de que as organizações

dispõem são limitados, é necessário estabelecer uma metodologia para prioritizar as áreas onde serão feitas melhorias. Para o efeito, a utilização conjunta do Modelo de Excelência da EFQM e do *Balanced Scorecard* (BSC), enquanto sistema de gestão estratégica, é vantajosa (Quality Scotland, 2007; Temido, 2010).

De entre as várias técnicas de Auto-Avaliação destacam-se a elaboração de Questionários, a realização de *Workshops*, o preenchimento de Formulários e a Simulação ao Prémio Europeu da Qualidade. Outras técnicas como a Técnica de Avaliação por pares e a combinação de técnicas podem também ser utilizadas.

A escolha da técnica de Auto-Avaliação deve ser orientada pelos resultados pretendidos. Não existe uma técnica de Auto-Avaliação que possa ser considerada como melhor relativamente às outras, pois todas elas geram valor acrescentado para a organização. A escolha da técnica deve ser feita atendendo a critérios como: (1) os benefícios a alcançar – grau de confiança necessário no próprio processo de Auto-Avaliação como garante da adequação das iniciativas de melhoria resultantes, importância da obtenção de pontuação exacta e comparável para efeitos de *benchmarking*; (2) a cultura interna da própria organização – no que diz respeito ao grau de maturidade da organização em termos de adesão e compreensão dos Conceitos Fundamentais da Excelência, do Modelo de Excelência e da Auto-Avaliação; (3) o nível de envolvimento da gestão de topo; e (4) a existência dos recursos necessários para que se leve a cabo o processo.

INICIATIVAS DE BENCHMARKING NO SECTOR DAS ÁGUAS E A IMPORTÂNCIA DA AUTO-AVALIAÇÃO SEGUNDO O MODELO DA EFQM

O *benchmarking* é um processo sistemático e contínuo de comparação de uma organização com outras de referência, dentro ou fora do seu sector de actividade, ao nível dos produtos, processos e práticas, tendo em vista a melhoria. O *benchmarking* é um processo contínuo e cíclico que consiste de duas etapas consecutivas: a avaliação do desempenho e a melhoria do desempenho.

A implementação de um modelo de gestão orientado para os resultados é actualmente uma decisão indispensável para garantir o sucesso da maioria das empresas. Este modelo exige o estabelecimento claro dos objectivos a serem alcançados, dos indicadores que permitem medir o cumprimento dos objectivos, da definição das metas a alcançar, a monitorização dos desvios entre as metas definidas e os resultados actuais, e a correcção das causas dos desvios. Os indicadores de desempenho podem constituir neste âmbito uma fonte fundamental de informação, bem como assegurarem dados claros e quantificados que podem ser utilizados em avaliações comparativas. Muitas empresas compreendem que ao se compararem com aquelas que revelam as “melhores práticas” e ao identificarem correctamente as causas para a diferença de desempenho relativamente a estas, podem melhorar o seu desempenho significativamente. É por isso que o *benchmarking* é tão valorizado em muitos sectores de actividade.

A introdução de *benchmarking* nas actividades monopolistas é uma tentativa de introduzir uma atitude de competição pela comparação (Marques, 2005). Assim, as entidades reguladoras têm-se interessado pelo *benchmarking* como ferramenta na implementação de

um novo paradigma regulatório dos serviços públicos. A introdução do *benchmarking* permite, por um lado, a melhoria da eficiência e, por outro, a melhoria da qualidade de serviço. Os utilizadores saem, desta forma, duplamente beneficiados.

A actividade de *benchmarking* métrico, tendo como base de referência o recurso a Indicadores de Desempenho (ID), constitui um instrumento de uso comum em muitos sectores da indústria em todo o mundo, sendo as suas potencialidades inquestionáveis no sector da água, e, em particular, na avaliação dos serviços públicos de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais urbanas. Assim, a Associação Internacional da Água (IWA), que é a maior associação internacional no seu âmbito, decidiu desenvolver um projecto destinado a definir a estrutura base de ID, primeiro, para serviços de abastecimento de água e, depois, para serviços de águas residuais. Este projecto que foi liderado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) português, deu origem a dois manuais de boas práticas, o primeiro publicado em 2000 (Alegre *et al.*, 2000) e o segundo em 2003 (Matos *et al*., 2003), e a uma aplicação informática – SIGMA – que permite a introdução dos dados e o cálculo dos indicadores. Este sistema aspira ser um instrumento de gestão para uso e benefício próprio das entidades gestoras.

Os sistemas de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais são infra-estruturas físicas planeadas, construídas, operadas e mantidas pela entidade gestora com o objectivo de fornecer serviços de qualidade aos utilizadores, recorrendo-se para o efeito ao uso de recursos ambientais, humanos, tecnológicos e financeiros. O que varia de caso para caso são as características dos recursos disponíveis, a eficiência com que são utilizados, os objectivos de qualidade de serviço, e a eficácia e eficiência com que esses objectivos são atingidos (Temido, 2010).

Assim, os indicadores de desempenho da IWA são agrupados em: (1) Indicadores de recursos hídricos/ambientais; (2) Indicadores de recursos humanos; (3) Indicadores de infra-estruturas; (4) Indicadores operacionais; (5) Indicadores de qualidade de serviço; e (5) Indicadores financeiros.

O sistema de ID da IWA apresenta 158 indicadores para os serviços de água e 182 indicadores para os serviços de águas residuais (Alegre e outros, 2000; Matos e outros, 2003).

Os ID constituem pois um instrumento de monitorização, simplificando uma avaliação que de outro modo seria mais complexa e subjectiva. Os ID podem ser utilizados para comparar a evolução histórica do desempenho ou para o confrontar com um valor pré-definido.

Para além das entidades gestoras, os ID podem ser utilizados por uma vasta gama de agentes, nomeadamente, pelas entidades reguladoras, entidades financiadoras, utilizadores e outros.

O sistema de avaliação da qualidade de serviço prestado pelas entidades gestoras, que foi desenvolvido pelo regulador português IRAR (actualmente ERSAR) em 2004, com apoio técnico do LNEC, é um instrumento que assenta igualmente no *benchmarking* através do uso de ID. O uso destes indicadores tem por objectivo determinar uma medida quantitativa da eficiência ou da eficácia das diversas facetas do serviço prestado por cada uma das entidades gestoras.

Por outro lado, a utilização de mecanismos de avaliação da qualidade de serviço permite adicionalmente a comparação dos resultados entre entidades gestoras similares (*benchmarking* métrico), cujos resultados são objecto de exposição pública, na medida em que isso faz com que as entidades gestoras que apresentam baixo desempenho "fiquem embaraçadas" e, por conseguinte, tenham propensão a corrigir os desvios manifestados, conduzindo deste modo a um aumento progressivo do seu desempenho e também do sector. Esta forma de regulação dos comportamentos por parte do IRAR, é denominada por regulação *sunshine* baseada em ID. A regulação *sunshine* é a variante de um instrumento de regulação por incentivos (Marques, 2005).

O sistema de avaliação da qualidade de serviço prestado aos utilizadores definido pelo ERSAR conta com 20 indicadores para cada um dos serviços prestados, agrupados em três subsistemas distintos de acordo com três objectivos de regulação:

- Defesa dos interesses dos utilizadores (Objectivo 1);
- Sustentabilidade da entidade gestora (ou da prestação do serviço) (Objectivo 2);
- Sustentabilidade ambiental (Objectivo 3).

Deste modo, a regulação promove o aumento da eficácia e eficiência das entidades gestoras, diminui o risco de abuso destas sobre os utilizadores, devido à sua posição monopolista, e cria condições para que os utilizadores disponham de serviços de boa qualidade a preços acessíveis, sem que a sua viabilidade seja posta em causa.

A *North European Benchmarking Co-operation* (NEBC) é uma iniciativa de associações nacionais relacionadas com os serviços de águas e de entidades gestoras da Dinamarca, Finlândia, Holanda, Noruega e Suécia, que se iniciou em 2004. Esta iniciativa conta com o apoio institucional da IWA.

Os objectivos desta iniciativa são o de promover um processo de melhoria contínua da eficiência e o aumento de transparência relacionada com a sua actividade, particularmente nas entidades gestoras europeias, através de:

- Intercâmbio de conhecimento e de experiência acerca da actividade de *benchmarking*;
- Desenvolvimento e gestão de um programa de *benchmarking* a nível internacional;
- Intercâmbio das melhores práticas de gestão e de operação.

Os parceiros da NEBC desenvolveram um modelo de *benchmarking* internacional para os serviços de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais, aplicável quer a grandes quer a pequenas entidades gestoras.

O modelo permite a utilização de *benchmarking* a três níveis:

- Estatística de base (características gerais);
- *Benchmarking* métrico (utilização de ID ao nível de cada entidade gestora);
- *Benchmarking* avançado (*benchmarking* de processo).

No *benchmarking* métrico, o sistema de ID da IWA é aplicado tanto quanto possível, para permitir a padronização das definições das variáveis (necessárias ao cálculo dos indicadores), da informação de contexto e dos ID. O modelo de *benchmarking* métrico da NEBC concentra-se em cinco áreas-chave de desempenho: (1) Qualidade da água; (2)

Fiabilidade das infra-estruturas; (3) Qualidade de serviço; (4) Sustentabilidade; e (5) Finanças e Eficiência.

Até há relativamente pouco tempo, o Sector das Águas em Portugal era gerido com uma visão pouco empresarial, com prejuízo da sua eficácia e eficiência, e com uma fraca orientação para o cliente.

Actualmente, a este sector é exigido um número cada vez maior de competências e de obrigações, quer pelo aparecimento de pressões de vários níveis para a modernização da prestação dos Serviços de Águas, sejam elas de natureza política, sejam promovidas pela entidade reguladora, por entidades financiadoras, ou pelos utilizadores directos e indirectos, quer pela necessidade do cumprimento de um conjunto de diplomas legais recentes relacionados na sua maioria com a Directiva Quadro da Água, que introduz o princípio da utilização sustentável dos recursos hídricos e, deste modo, a necessidade de recuperação de custos dos serviços de águas e a eliminação de ineficiências operacionais.

Atendendo a este contexto, exige-se que as empresas do sector adoptem metodologias e ferramentas que permitam, através de uma gestão mais eficaz, corresponder às expectativas criadas e materializar estes princípios.

Ultimamente, em Portugal, tem-se assistido a uma crescente empresarialização deste Sector e tem-se verificado que cada vez mais entidades gestoras têm vindo a adoptar os Princípios da Gestão da Qualidade através da implementação e certificação de Sistemas de Gestão da Qualidade de acordo com a série de Normas ISO 9000, reconhecendo a importância da Gestão da Qualidade na sua sustentabilidade. Estas organizações acreditam que através da implementação de Sistemas de Gestão da Qualidade são capazes de melhorar a qualidade dos seus produtos e/ou serviços, a sua eficiência, a sua competitividade e, em resultado disso, a sua sustentabilidade no longo prazo.

A certificação ISO é apenas um primeiro passo em direcção a uma cultura orientada para a Qualidade traduzida pelos Princípios Gerais da Gestão pela Qualidade Total ou pelos Conceitos Fundamentais da Excelência.

Dada a importância da Excelência em serviços públicos, por vezes prestados em regime de monopólio, como acontece no Sector das Águas, o desenvolvimento de Modelos de Excelência baseados nos referenciais internacionais, permite a realização de processos de Auto-Avaliação que forneçam a informação, não só relativamente aos resultados, mas também relativamente aos meios, ou seja, ao “modo como a entidade gestora faz” para alcançar os seus resultados.

Por comparação com as tradicionais, auditorias realizadas às entidades gestoras através do cálculo dos ID propostos pela IWA e pelo regulador português, a avaliação proposta pelos modelos de excelência é mais alargada e mais ambiciosa do ponto de vista organizacional.

Da análise dos resultados da Auto-Avaliação de acordo com o Modelo da EFQM, é possível às organizações desenvolverem planos e projectos de melhoria e incorporarem as conclusões no ciclo de planeamento estratégico e nas “Revisões pela Gestão” dos seus Sistemas de Gestão da Qualidade, de modo a promoverem os Conceitos Fundamentais da Excelência.

Por outro lado, a utilização do Modelo da EFQM permitirá formar as pessoas das entidades gestoras nos Conceitos Fundamentais da Excelência e no modo como estes se relacionam com as suas responsabilidades, bem como desenvolver as competências de gestão dos quadros relativamente a estes conceitos, assegurando que através da Auto-Avaliação com base no Modelo da EFQM os gestores possam "reflectir sobre os assuntos certos".

De entre as várias formas de utilização do Modelo de Excelência da EFQM, aquela a que se dá destaque neste artigo é à Auto-Avaliação, identificada como uma poderosa ferramenta de melhoria contínua, destinada à avaliação da gestão da Excelência nas organizações e a ser integrada no processo de planeamento estratégico enquanto forma de avaliação dos actuais níveis de desempenho da Excelência organizacional.

DESENVOLVIMENTO DE UM MODELO PARA AVALIAR A EXCELÊNCIA ORGANIZACIONAL DAS ENTIDADES GESTORAS DO SECTOR DAS ÁGUAS

O modelo proposto para a Auto-Avaliação das entidades gestoras do sector será um modelo baseado no referencial da EFQM mas desenvolvido e adaptado ao sector, incorporando os requisitos próprios da avaliação da qualidade dos serviços de água e saneamento utilizados pela entidade reguladora em Portugal.

Para que fosse possível o desenvolvimento deste modelo, utilizou-se como objecto de estudo a AC, Águas de Coimbra, E.E.M. (AC), empresa que assegura os serviços públicos de abastecimento de água e de drenagem de águas residuais urbanas aos utilizadores do concelho de Coimbra, localizado no centro de Portugal Continental. A área geográfica total abrangida pela actividade da empresa é, genericamente, a correspondente ao concelho de Coimbra, composto por 31 freguesias, ocupando uma área de aproximadamente 320 km^2.

De acordo com os dados mais recentes, relativos ao final do ano de 2009, o número total de clientes do serviço de abastecimento água era de 82.262, dos quais 72.801 eram clientes domésticos, enquanto o número total de utilizadores do serviço de saneamento era 76.193.

As taxas de cobertura dos serviços de água e de saneamento eram, no final do ano de 2009, de praticamente 100% no caso da água e de 93% no caso do saneamento. No final deste ano, as infra-estruturas do Sistema de Abastecimento de Água eram compostas essencialmente por 1235 km de condutas, 37 estações elevatórias e 62 reservatórios. A água entrada no sistema de abastecimento foi de 14.9 milhões de metros cúbicos em 2009. Na mesma data, as infra-estruturas do Sistema de Drenagem de Águas Residuais eram compostas por 1020 km de colectores e 29 estações elevatórias. O sistema de drenagem recolheu 15.3 milhões de metros cúbicos de águas residuais em 2009.

De modo a proceder-se à estruturação do Modelo, baseado no Modelo de Excelência da EFQM, começou-se então por enquadrar os nove critérios do Modelo no contexto de uma entidade gestora do sector das águas (neste caso a AC), como apresentado na Figura 2.

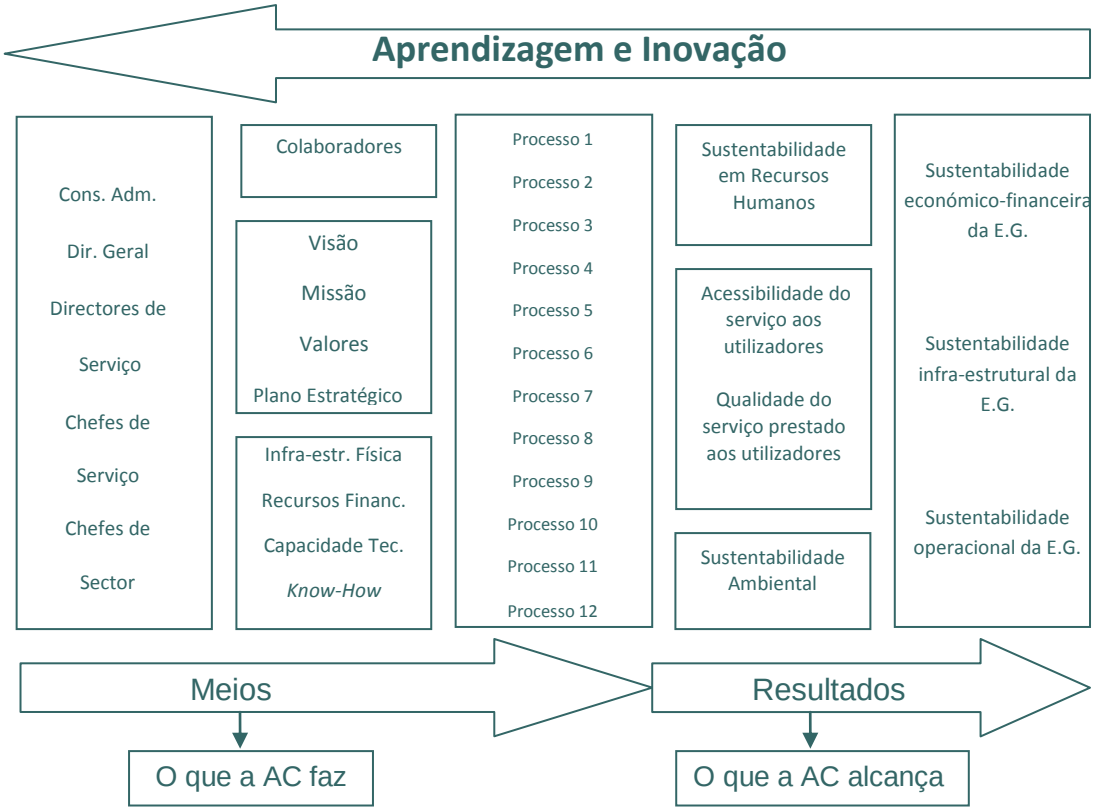


Figura 2. Modelo de Excelência desenvolvido para a AC.

Em seguida procedeu-se à operacionalização dos critérios e das partes de critério no contexto da organização, como se exemplifica a seguir. Para levar a cabo esta operacionalização partiu-se dos conceitos teóricos expressos em documentação oficial da EFQM ("Avaliar a Excelência - Um guia prático para o sucesso no desenvolvimento, implementação e revisão de uma estratégia de Auto-Avaliação nas Organizações").

Cada critério será por sua vez desdobrado nas respectivas partes de critério – as mesmas do Modelo de Excelência da EFQM. Estas remeterão para alguns aspectos – pontos de orientação – que serão considerados no decurso do processo de Auto-Avaliação. Os pontos de orientação não são obrigatórios, à semelhança do que acontece no modelo de Excelência da EFQM, destinando-se apenas a exemplificar cada parte de critério.

Quanto aos conteúdos e estrutura do modelo, os cinco critérios de "Meios" e os quatro critérios de "Resultados" do Modelo permitirão avaliar o progresso da Organização para a Excelência.

Como já se referiu, o Modelo de Excelência desenvolvido neste trabalho incorpora, ao nível dos critérios de "Resultados", conceitos da avaliação da qualidade dos serviços de água e saneamento utilizados pela entidade reguladora em Portugal. O sistema de avaliação de

qualidade de serviço das actividades de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais urbanas do regulador Português é constituído por 20 ID para cada um dos serviços prestados, que no modelo proposto foram arrumados em cada um dos critérios de resultados consoante a sua afinidade. Por exemplo o ID relativo à taxa de cobertura de serviço (AA01 ou AR01) foi colocado nos Resultados Clientes uma vez que se enquadra no âmbito dos utilizadores. Outro exemplo, o ID relativo à utilização dos recursos energéticos (AA19 ou AR19) ou o ID relativo à ineficiência da utilização dos recursos hídricos (AA18) foram colocados no critério Resultados Sociedade uma vez que problemas como as alterações climáticas decorrentes da utilização de combustíveis fósseis ou como o uso racional da água, são problemas relevantes para a sociedade, quer a nível global quer a nível local.

À semelhança do Modelo de Excelência da EFQM original, este é também um modelo não prescritivo, ou seja, o modelo não é completamente fechado, permitindo à AC, a escolha de vários caminhos para alcançar a Excelência.

Dada a extensão do modelo desenvolvido, exemplifica-se, de seguida, apenas duas dimensões do modelo, uma referente aos Meios (Parcerias e Recursos) e outra referente aos Resultados (Resultados Chave do Desempenho).

> **4 - Parcerias e Recursos** – o modo como a Organização planeia e gere as suas parcerias externas e os recursos internos, de forma a apoiar a sua Política e Estratégia e a garantir a operacionalidade efectiva dos seus processos.
>
> (…)

4c)	**As instalações, equipamentos e materiais são geridos**
	A Organização desenvolve uma estratégia para a gestão das instalações e infra-estruturas, equipamentos e materiais, que apoia a Política e a Estratégia da Organização
	A Organização proporciona os meios necessários para que as suas infra-estruturas físicas se mantenham devidamente operacionais e mantidas, facultando deste modo um melhor desempenho das actividades
	A Organização gere a segurança do activo
	A Organização possui um parque de equipamentos adequados às actividades a desenvolver
	A Organização proporciona equipamentos de trabalho dotados de sistemas de segurança capazes de tornar a actividade dos colaboradores segura
	A Organização possui procedimentos que permitem fazer o controlo das infra-estruturas físicas
	A Organização possui procedimentos que permitem fazer o controlo dos equipamentos
	A Organização optimiza as existências de materiais

	A Organização minimiza qualquer impacte global adverso dos produtos, dos processos produtivos e dos serviços
	A Organização tem como objectivo reduzir a produção de resíduos

9 - Resultados Chave do Desempenho – o que a organização está a alcançar relativamente ao desempenho planeado.

(…)

9b)	**Indicadores Chave do desempenho**

A Organização estabelece objectivos para cada um dos seus processos os quais são medidos através de um conjunto de indicadores de desempenho que garantem a sua sustentabilidade económico-financeira, infra-estrutural, operacional e de recursos humanos (indicadores estes que estão na base da regulação pelo IRAR):

Abastecimento de Água (AA) / Drenagem de Águas Residuais (AR)

(Nota: AA – Abastecimento de Água; AR – Águas Residuais)

Rácio de cobertura dos custos operacionais	AA07	AR05
Custos operacionais unitários	AA08	AR06
Rácio de solvabilidade	AA09	AR07
Água não facturada	AA10	
Cumprimento do licenciamento das captações de água	AA11	
Utilização de estações de tratamento	AA12	AR08
Capacidade de reserva de água tratada	AA13	
Tratamento de águas residuais recolhidas		AR09
Utilização de bombeamento de águas residuais na rede de drenagem		AR10
Reabilitação de condutas / colectores	AA14	AR11
Reabilitação de ramais / ramais de ligação	AA15	AR12
Avarias em condutas	AA16	
Obstruções em colectores		AR13
Falhas em grupos electrobomba		AR14
Colapsos estruturais em colectores		AR15
Recursos humanos	AA17	AR16

Propõe-se que a aplicação prática do modelo desenvolvido, para proceder à Auto-Avaliação da AC, como de outras entidades gestoras, seja feita através das mesmas técnicas utilizadas na Auto-Avaliação de uma Organização tendo por base o Modelo de Excelência da EFQM e a Matriz de Pontuação Radar. Este processo tem a capacidade de permitir, por um lado, uma identificação capaz dos pontos fortes e das áreas de melhoria da organização e, por outro, o *benchmarking* externo com outras organizações do sector.

CONCLUSÕES

As entidades gestoras de serviços de águas, à semelhança de outras organizações que asseguram serviços públicos, apresentam ganhos potenciais de eficácia e eficiência muito significativos, justificados pelo facto da maioria destas organizações actuarem de forma monopolista. Neste contexto, a aplicação de *benchmarking* pode configurar um instrumento muito relevante para a poupança de recursos e para a melhoria do serviço prestado.

As entidades gestoras dos serviços de águas dispõem, há já alguns anos, de ferramentas destinadas a avaliar o seu desempenho e em particular a qualidade dos serviços que prestam aos utilizadores finais. Neste âmbito, merecem referência iniciativas de Auto-Avaliação baseadas em Indicadores de Desempenho (ID) e de *benchmarking* métrico promovidas quer pela Associação Internacional da Água (IWA) quer pela iniciativa da *North European Benchmarking Co-operation* (NEBC), que agrega associações nacionais do sector das águas do Norte da Europa. Para além destas iniciativas, merece igualmente destaque o sistema de ID desenvolvido pela entidade reguladora portuguesa ERSAR (antigamente IRAR), destinado a promover a avaliação da qualidade de serviço das entidades gestoras sujeitas a regulação em Portugal, com o apoio técnico do Laboratório Nacional de Engenharia Civil português. O uso destes indicadores por parte do ERSAR tem como objectivo determinar de uma forma quantitativa a eficácia e a eficiência das diversas facetas do serviço prestado por cada uma das entidades gestoras. Os resultados desta avaliação são divulgados publicamente promovendo uma estratégia de "*blame and shame*" que tem permitido aumentar a transparência e conduzido a uma melhoria substancial da qualidade de serviço no sector das águas.

O Modelo de Excelência da EFQM assegura às organizações europeias uma referência relativamente à definição, implementação e desempenho das organizações no domínio da Gestão pela Qualidade Total, sendo actualmente o sistema de gestão mais utilizado na Europa. Este modelo é normalmente utilizado como uma ferramenta de diagnóstico da saúde actual de uma organização à luz dos Conceitos Fundamentais da Excelência. A Auto-Avaliação segundo o Modelo da EFQM fornece uma panorâmica completa, sistemática e regular das actividades e dos resultados de uma organização. Este processo permite a cada organização identificar de uma forma clara os seus pontos fortes e as áreas nas quais deve introduzir melhorias, ajudando a definir acções de melhoria planeadas que podem ser monitorizadas.

O Modelo de Excelência desenvolvido neste trabalho, para além dos princípios de Excelência Organizacional desenvolvidos pela EFQM, incorpora, também, particularmente ao nível dos critérios de "Resultados", conceitos da avaliação da qualidade dos serviços de

água e saneamento utilizados pela entidade reguladora em Portugal, o que torna possível a sua aplicação às empresas do sector que já apresentam um certo grau de maturidade na avaliação de Indicadores de Desempenho e na Excelência Organizacional. A Auto-Avaliação, de acordo com o Modelo de Excelência apresentado, permite alargar o nível de conhecimento relativamente às entidades gestoras, particularmente ao modo como fazem para alcançar os "Resultados", isto é, como utilizam os "Meios".

Por último, o facto da proposta de valor aos clientes das entidades gestoras de Serviços de Águas se basear na Excelência Operacional torna interessante a adopção do Modelo de Excelência da EFQM em actividades de Auto-Avaliação e de *benchmarking*, pela sua promoção de uma filosofia de melhoria contínua e da adopção das "melhores práticas", atitudes que se pretende incutir e valorizar neste sector de actividade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alegre, Helena; Hirner, Wolfram; Baptista, Jaime Melo; Parena, Renato (2004). *Indicadores de Desempenho para Serviços de Abastecimento de Água*. Série Guias Técnicos 1, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Instituto Regulador de Águas e Resíduos, International Water Association.

EC (2000). *Water Framework Directive*. Directive 2000/60/EC. OJ L 327.

EFQM (1999-2003). *Avaliar a Excelência – Um guia prático para o sucesso no desenvolvimento, implementação e revisão de uma estratégia de Auto-Avaliação nas organizações*. Brussels Representative Office.

EFQM (1999-2003). *O Modelo de Excelência da EFQM – Versão Sectores Público e Voluntário*. Brussels Representative Office.

EFQM (1999-2003). *Introdução à Excelência*. Brussels Representative Office.

EFQM (1999-2003). *Os Conceitos Fundamentais da Excelência*. Brussels Representative Office.

Marques, Rui (2005). *Aplicação de Benchmarking aos Serviços de Águas Portugueses*. ENEG.

Marques, R. (2005). *Regulação de Serviços Públicos*. Edições Sílabo, Lisboa.

Matos, Rafaela; Cardoso, Adriana; Ashley, Richard; Duarte, Patrícia; Molinari, Alejo; Schulz, Andreas (2004). *"Indicadores de Desempenho para Serviços de Águas Residuais"***.** Série Guias Técnicos 2, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Instituto Regulador de Águas e Resíduos, International Water Association.

Quality Scotland (2007). *The EFQM Excellence Model & Balanced Scorecard*. QSNews, February.

Telo, M.T. (2009). *Auto-Avaliação da Excelência Organizacional em Empresas do Sector das Águas: O Processo de Avaliação da Águas de Coimbra, E.E.M.*. Dissertação de Projecto de fim de curso de MBA para Executivos da Faculdade de Economia da Universidade de Coimbra (FEUC).

Temido, J.L. (2010). *Excelência Organizacional e Gestão por Processos em Entidades Gestoras de Serviços de Águas.* Dissertação de Projecto de fim de curso de MBA para Executivos da Faculdade de Economia da Universidade de Coimbra (FEUC).

UNIDADE EXPERIMENTAL DE TRATAMENTO PARA REUTILIZAÇÃO DE ÁGUAS CINZENTAS

CRISTINA SANTOS (1), PAULO MONTEIRO (2), DIOGO LEITE (3)

RESUMO

A reutilização de águas cinzentas constitui uma solução com potencial para promover o uso racional da água no sector urbano, minimizando o uso de água potável em fins que não necessitam de água com esta qualidade.

Neste artigo é apresentado uma unidade de tratamento para reutilização de águas cinzentas elaborada com base em exigências económicas e funcionais. É constituída pelas etapas de armazenamento, filtração e desinfecção e procura atribuir às águas cinzentas um nível de qualidade que permita a sua reutilização em usos não potáveis em edifícios.

Para o efeito, foram caracterizadas as águas cinzentas recolhidas em diferentes instalações sanitárias, de forma a averiguar a eficácia do tratamento referido e enquadrar os resultados obtido na bibliografia da especialidade e, consequentemente, averiguar a sua viabilidade.

PALAVRAS-CHAVE

Águas cinzentas, reutilização, tratamento, uso eficiente da água.

(1) Eng.ª Civil, Doutoranda em Engenharia Civil em regime de Doutoramento em Empresa (cristina.santos@sopsec.pt / cristina.santos@fe.up.pt)

(2) Eng.º Civil, Professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (psm@fe.up.pt)

(3) Eng.º Civil, Director técnico da direcção de projecto da SOPSEC, S.A. (diogo.leite@sopsec.pt)

1. INTRODUÇÃO

O actual modelo de consumo urbano não promove na sua totalidade a sustentabilidade dos recursos hídricos e põe em causa a garantia de acesso a estes recursos pelas gerações futuras.

Para além disso, segundo o Instituto Regulador de Águas e Resíduos (Almeida et al. 2006), o consumo de água no sector urbano apresenta os custos mais elevados com cerca de 46% do custo total de produção, seguido da agricultura com 28% e da indústria com 26%. Esta diferença deve-se, fundamentalmente, ao elevado nível de qualidade exigido à água para consumo humano.

Os elevados custos de produção e exploração, associados à necessidade de reduzir os volumes consumidos de água potável e de optimizar a exploração dos recursos hídricos, impõem à sociedade actual a adopção de uma progressiva melhoria da eficiência dos sistemas associados ao ciclo urbano da água.

O recente relatório "*Water resources across Europe — confronting water scarcity and drought",* publicado pela European Environment Agency (2009) indica que os problemas crescentes de seca e escassez na Europa demonstram a necessidade de um uso mais sustentável dos recursos hídricos na perspectiva da procura, indicando como chave para o problema a implementação de medidas de controlo e aumento da eficiência no uso da água.

No sector urbano, este aumento de eficiência passa pela forma como utilizamos a água nos edifícios e traduz-se pela diminuição do volume de água consumido e do volume de águas rejeitadas para a rede de saneamento. Neste âmbito, a reutilização de águas cinzentas constitui uma possível solução, uma vez que promove uma segunda utilização de parte das águas utilizadas nos edifícios.

Integrados no âmbito do uso racional da água como medida para reduzir os consumos de água potável, os sistemas de reutilização de águas cinzentas são por isso uma área que interessa investigar e desenvolver.

As águas cinzentas têm a vantagem de constituírem um recurso disponível todo o ano, o que se pode traduzir num retorno mais rápido do investimento. Por outro lado, são águas cuja cobrança será feita à entrada do edifício sob forma de água potável. A sua segunda utilização não deve, portanto, ser contabilizada até porque o volume reutilizado é deduzido nas águas residuais enviadas para a rede pública num sistema tradicional.

Ao nível dos edifícios, designam-se por *Águas Cinzentas* as águas residuais domésticas produzidas em banheiras, chuveiros, bidés e lavatórios, excluindo-se as águas e resíduos orgânicos provenientes de sanitas e lava-loiças (definição de acordo com o Guia Técnico nº8 do IRAR (Almeida et al., 2006)). Importa referir que outros autores consideram incluídas na definição de águas cinzentas, as águas dos lava-loiças e das máquinas de lavar loiça e roupa. Devido ao seu elevado grau de contaminação, as águas destas origens não são consideradas neste estudo como águas cinzentas. A mesma fonte bibliográfica aponta para valores de produção de águas cinzentas de cerca de 48 % (do consumo total numa habitação) em banhos/duches e torneiras, incluindo torneiras de cozinha, e cerca de 38% de água consumida em autoclismos e usos exteriores (rega e lavagens). Este balanço atribui às águas cinzentas o potencial necessário em termos quantitativos, para a sua reutilização.

Para serem sujeitas a uma segunda utilização, as águas cinzentas necessitam de um tratamento que garanta a segurança dos utilizadores e o correcto funcionamento da rede e

dos dispositivos associados. Estão actualmente disponíveis no mercado, sistemas de reutilização de águas cinzentas que garantem uma boa qualidade das águas tratadas mas cujos preços, especificidade do tratamento e manutenção associada inviabilizam a sua aplicação em edifícios e moradias correntes.

O estudo que se apresenta nesta comunicação considera uma unidade experimental de tratamento para as águas cinzentas recolhidas em instalações sanitárias (lavatórios e banhos), com vista à sua reutilização em rega, lavagens e descarga em autoclismos. Teve em conta a simplicidade na utilização, a minimização das operações de manutenção e o baixo custo de investimento. Optou-se, portanto, pela montagem de uma unidade que contempla as etapas de armazenamento, filtração e desinfecção. O tratamento previsto tem como finalidade a remoção de uma significativa porção dos sólidos suspensos presentes nas águas cinzentas, para valores admissíveis e que não ponham em causa o funcionamento dos dispositivos abastecidos, e a posterior eliminação de microrganismos como garantia de segurança sanitária na utilização.

Os principais objectivos deste estudo são: caracterização das águas cinzentas produzidas em diversos dispositivos, averiguação da eficácia da unidade de tratamento proposta e da sua viabilidade de aplicação no futuro, através do enquadramento dos resultados obtidos por comparação com documentos de referência nacionais e internacionais.

2. METODOLOGIA SEGUIDA NO ESTUDO

Para o efeito deste estudo, montou-se uma Unidade Experimental de Tratamento com o objectivo de avaliar as características das águas cinzentas antes à sua entrada e saída.

O sistema que se pode verificar na Figura 1 permite o armazenamento de águas cinzentas, a bombagem, a filtração e a desinfecção por Ultra-Violetas antes de serem encaminhadas para os usos finais.



1. Reservatório de armazenamento
2. Bomba
3. Filtro
4. Sistema de desinfecção por UV
5. Ponto de recolha de amostras após o tratamento
6. Ponto de recolha de amostras entre a filtração e a desinfecção
7. Quadro de controlo do sistema de desinfecção por UV
8. Quadro de controlo da bomba

Figura 1. Unidade experimental de tratamento para reutilização de águas cinzentas em edifícios.

O armazenamento das águas cinzentas a montante do tratamento é feito num reservatório de polietileno de alta densidade (PEAD), com um diâmetro de 75 cm e capacidade de aproximadamente 300 litros.

A bombagem é assegurada por uma bomba de marca *Wilo*, com capacidade para bombar um caudal máximo de 2,7m^3/h a 30m.c.a. Estes valores prendem-se fundamentalmente com a necessidade de garantir as condições mínimas de caudal e pressão para funcionamento dos processos de filtragem e desinfecção a jusante.

A filtração das águas cinzentas processa-se através de um filtro de malha de lavagem automática. O modelo escolhido foi um hydroTAF 750 2" da *AMIAD*. Este filtro procede automaticamente à lavagem da malha sempre que o diferencial de pressão entre montante e jusante da mesma atinja um valor de 0,5bar. A dimensão inicial da abertura da malha foi de 0,130mm, sendo substituída posteriormente por uma malha de 0,025mm, como se explica mais à frente.

Optou-se neste sistema pela desinfecção das águas cinzentas por processos que não introduzissem quaisquer resíduos na água e que, paralelamente, fossem económicos para uma instalação futura. A desinfecção por UV revelou-se em relação a estes aspectos, a melhor hipótese pelo que se instalou um equipamento de desinfecção do tipo UV 40 da *Micropal*, constituído por uma lâmpada UV de 40W e uma caixa de controlo eléctrico.

Entre as etapas de filtração e desinfecção, a unidade experimental está equipada com um ponto de recolha de amostras.

A tubagem é em aço inox AISI 316, com acessórios em ferro fundido, incluindo as válvulas de comando manual. Todo o sistema está montado sobre uma estrutura metálica amovível para fácil transporte da unidade.

Em termos de ligações a infra-estruturas, a unidade experimental necessita apenas de uma ligação eléctrica para funcionamento da bomba e do sistema de desinfecção, assim como de uma ligação à rede de drenagem de águas residuais para desvio das águas de lavagem do filtro.

Com o objectivo de validar a unidade de tratamento proposta, procedeu-se à recolha de águas cinzentas em diversos dispositivos. Numa primeira fase, procedeu-se à recolha de águas produzidas em lavatórios de um balneário de acesso restrito (limitado a alguns funcionários) na FEUP. Seguidamente, recolheram-se águas cinzentas em lavatórios da cafetaria (de acesso geral a toda a comunidade académica) e, por fim, recolheram-se as águas produzidas em chuveiros da ETAR de Febros, em Vila Nova de Gaia (**Figura 2**).



a) b) c)

Figura 2. Recolha de águas cinzentas: a) no balneário de acesso restrito da FEUP; b) na cafetaria da FEUP de acesso geral; c) na ETAR de Febros.

No capítulo seguinte são apresentados os resultados obtidos e as respectivas datas de recolha de cada campanha de amostragem realizada.

Em cada local de recolha de águas cinzentas fez-se o transporte das águas para a unidade experimental de tratamento. Nesta unidade, procedeu-se à recolha de amostras antes e após o tratamento. Este procedimento foi repetido pelo menos quatro vezes, em diferentes semanas, em cada local de recolha de águas cinzentas.

Em laboratório analisaram-se os seguintes parâmetros: pH, SST (sólidos suspensos totais), ST (sólidos totais), SSV (representa a fracção volátil dos sólidos suspensos), NH_3 (Azoto-Amoniacal), PT (fósforo total), CBO (carência bioquímica de oxigénio) e CQO (carência química de oxigénio).

As análises realizadas aos parâmetros referidos seguiram os procedimentos indicados no *Standard Methods for the examination of water and wastewater (AWWA-APHE-WPCF, 1989).*

Foram também enviadas amostras para análise no laboratório de Ambiente do Departamento de Engenharia Química da FEUP, para quantificação dos coliformes totais e fecais presentes nas águas recolhidas.

3. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

As campanhas de amostragem resultantes do procedimento descrito, permitiram a recolha de um número significativo de amostras para análise das águas cinzentas à entrada e à saída da unidade de tratamento.

É importante realçar que as duas primeiras campanhas de análises foram realizadas com a malha de 0,13mm no filtro, substituída depois pela malha de 0,025mm presente nas duas últimas campanhas.

O Quadro 1 resume os resultados obtidos para as águas cinzentas recolhidas.

Quadro 1. Resultados das análises efectuadas às Águas Cinzentas antes do tratamento proposto (n = nº de amostras recolhidas em cada campanha).

Tipo de dispositivo Local de recolha	**Lavatórios** **Balneário FEUP (1ª fase)**		**Lavatórios** **Cafetaria FEUP**		**Lavatórios** **Balneário FEUP (2ª fase)**		**Chuveiros** **ETAR Febros**	
	Média (n=6)	Desvio padrão	Média (n=5)	Desvio padrão	Média (n=5)	Desvio padrão	Média (n=4)	Desvio padrão
pH	7,3	0,1	7,2	0,1	7,3	0,1	6,9	0,3
SST [mg/l]	110	37	55	9	50	6	58	13
SSV [mg/l]	80	30	51	6	43	4	43	3
ST [mg/l]	402	137	307	50	350	97	326	198
NH3 [mg/l]	1,1	0,7	0,9	0,2	0,7	0,2	8,6	3,7
PT [mg/l]	0,7	0,3	0,8	0,2	0,4	0,2	1,3	0,4
CQO [mg/l]	209	45	209	47	115	68	197	44
CBO [mg/l]	61	17	65	23	52	14	129	116
Coliformes fecais [ufc/100ml]	0	-	0	-	0	-	0	-
Coliformes totais [ufc/100ml]	0	-	0	-	0	-	0	-

As águas cinzentas foram sujeitas ao sistema de tratamento referido tendo-se recolhido amostras para análise, à saída do mesmo. Os resultados obtidos encontram-se resumidos no Quadro 2.

Quadro 2. Resultados das análises efectuadas às Águas Cinzentas após o tratamento proposto (n = nº de amostras recolhidas em cada campanha).

Tipo de dispositivo Local de recolha	**Lavatórios Balneário FEUP (1ª fase)**		**Lavatórios Cafetaria FEUP**		**Lavatórios Balneário FEUP (2ª fase)**		**Chuveiros ETAR Febros**	
	Média (n=6)	Desvio padrão	Média (n=5)	Desvio padrão	Média (n=5)	Desvio padrão	Média (n=4)	Desvio padrão
pH	7,2	0,2	7,0	0,1	7,2	0,4	7,0	0,4
SST [mg/l]	34	20	30	8	15	9	23	7
SSV [mg/l]	28	16	25	8	17	1	15	0
ST [mg/l]	274	33	258	19	232	56	233	57
NH3 [mg/l]	0,9	0,2	1,0	0,5	0,6	0,2	6,3	0,8
PT [mg/l]	0,3	0,2	0,6	0,2	0,2	0,1	0,8	0,2
CQO [mg/l]	88	41	104	31	46	21	151	85
CBO [mg/l]	20	7	27	24	22	9	72	42
Coliformes fecais [ufc/100ml]	0	-	0	-	0	-	0	-
Coliformes totais [ufc/100ml]	0	-	0	-	0	-	0	-

Em termos de características organolépticas as águas cinzentas recolhidas apresentavam um cheiro intenso a produtos usados habitualmente nas instalações sanitárias (sabonetes, champôs, etc.), alguma espuma, principalmente nas águas recolhidas dos duches, e resíduos decorrentes das actividades (como cabelos, por exemplo) e da aglomeração de partículas no reservatório, os quais tendencialmente se depositavam no fundo do recipiente.



Figura 3. Exemplo de amostras sujeitas a análises, referente à campanha de recolha nos balneários (2ª fase): águas cinzentas recolhidas, à esquerda; águas cinzentas tratadas, à direita.

O Quadro 3 apresenta, em termos percentuais, a redução verificada nos resultados dos parâmetros analisados nas águas cinzentas com o tratamento proposto.

Quadro 3. Redução dos valores dos parâmetros analisados após o tratamento.

Tipo de dispositivo	**Lavatórios**	**Lavatórios**	**Lavatórios**	**Chuveiros**	**MÉDIA**	**DESVIO PADRÃO**
Local de recolha	**Balneário FEUP (1ª fase)**	**Cafetaria FEUP**	**Balneário FEUP (2ª fase)**	**ETAR Febros**		
Dimensão da malha do filtro	0,130mm	0,130mm	0,025mm	0,025mm		
SST	69%	46%	70%	61%	**61%**	**11%**
SSV	65%	51%	61%	65%	**61%**	**7%**
ST	32%	16%	34%	29%	**27%**	**8%**
NH3	20%	-13%	6%	26%	**10%**	**17%**
PT	54%	28%	53%	39%	**44%**	**12%**
CQO	58%	50%	60%	24%	**48%**	**17%**
CBO	68%	59%	58%	44%	**57%**	**10%**
MÉDIA	**52%**	**34%**	**49%**	**41%**		
DESVIO PADRÃO	**19%**	**26%**	**22%**	**17%**		
pH	2%	2%	2%	-1%		
Coliformes fecais	0%	0%	0%	0%		
Coliformes totais	0%	0%	0%	0%		

Quanto ao tratamento aplicado às águas cinzentas recolhidas verificou-se uma redução média de 61% dos Sólidos Suspensos Totais e Sólidos Suspensos Voláteis. O parâmetro menos afectado pelo tratamento foi o Azoto-Amoniacal cuja redução foi em média 10%. Os restantes parâmetros obtiveram reduções na ordem de 44 a 57%.

Este quadro permite verificar ainda que a troca da malha não produziu melhorias significativas na qualidade das águas cinzentas após tratamento e que, para certos parâmetros, há mesmo uma diminuição mais reduzida do parâmetro respectivo com o tratamento (como se vê por exemplo, no Azoto-Amoniacal e na Carência Bioquímica de oxigénio, CBO).

Apesar de a nova malha não produzir efeitos significativos no tratamento, manteve-se na campanha seguinte, ou seja, na recolha e tratamento de águas cinzentas dos chuveiros da ETAR de Febros.

Para melhor enquadramento dos resultados obtidos para as águas cinzentas antes do tratamento, resume-se no Quadro 4 os resultados apresentados na bibliografia da especialidade:

Quadro 4. Valores de referência para parâmetros de qualidade das águas cinzentas, presentes na bibliografia consultada.

DOCUMENTOS CONSULTADOS	**Norma alemã** *(Fachvereinigung Betriebs- und Regenwassernutzung e.V., 2005)*		**Israel** *(Friedler & Noah I Galil, 2003)*			**Austrália** *(Government of Western Australia, 2005)*	
LOCAL DE PRODUÇÃO	**Banheiras/ chuveiros/lavatórios**		**Banheira**	**Chuveiro**	**Lavatório**	**Todos os aparelhos, com excepção das sanitas**	
	Média	Intervalo de valores	Valor médio	Valor médio	Valor médio	Média	Intervalo de valores
pH	-	7,5 - 8,2	7,0	7,0	7,0	7,5	6,6 - 8,7
SST [mg/l]	-	-	78,0	303,0	259,0	115	45 - 330
SSV [mg/l]	-	-	-	-	-	-	-
ST [mg/l]	-	-	777,0	1,1	853,0	-	-
NH3 [mg/l]	10,0	4 - 16	1,0	1,3	0,4	5	<1,0 - 25,4
PT [mg/l]	1,5	0,5 - 4	5,0	12,0	14,5	8	0,6 - 27,3
CQO [mg/l]	225	150 - 400	230,0	645,0	386,0	-	-
CBO [mg/l]	111	85 - 200	173,0	424,0	205,0	160	90 - 290
Coliformes fecais [ufc/100ml]	10^1 - 10^5	median 10^5	4,00E+06	4,00E+06	390,0	-	-
Coliformes totais [ufc/100ml]	10^1 - 10^5	median 10^4	-	-	-	-	-

Analisando o Quadro 1 e o Quadro 4, verifica-se o seguinte:

- O pH mantém um valor muito semelhante em todas as campanhas de amostragem, sendo ligeiramente inferior nas águas de chuveiro. Os valores obtidos neste estudo estão enquadrados nos resultados da bibliografia da especialidade;
- Obtiveram-se valores elevados para os Sólidos Suspensos Totais (SST) na primeira campanha realizada nos lavatórios dos balneários, sendo aproximadamente metade nas campanhas seguintes e nos chuveiros. Em relação à bibliografia apresentada, os valores estão enquadrados no intervalo apresentado no documento australiano e são inferiores aos valores apresentados no estudo realizado em Israel;
- Os Sólidos Suspensos Voláteis são da mesma ordem de grandeza em todas as campanhas efectuadas e apresentam valores inferiores aos da bibliografia consultada;

- Tal como nos SST, o valor mais alto obtido para os Sólidos Totais (ST) foi verificado na primeira campanha no balneário, sendo praticamente metade nas campanhas seguintes. Os valores obtidos para os lavatórios são aproximadamente metade dos presentes na bibliografia. O estudo israelita apresenta valores muito diferentes entre banheiras e chuveiros, ficando o valor deste estudo enquadrado entre ambos;
- Em relação ao Azoto-Amoniacal (NH_3), os valores obtidos para as campanhas de recolha nos lavatórios são praticamente idênticos. Estes valores estão enquadrados pela bibliografia consultada, sendo todavia inferiores ao intervalo apresentado na norma alemã. O Azoto-Amoniacal medido nos chuveiros é significativamente superior ao dos lavatórios e superior aos valores do estudo israelita, mas enquadrado nos valores da restante bibliografia;
- Os valores obtidos neste estudo para o Fósforo Total (PT) foram ligeiramente superiores para as águas dos chuveiros em relação às águas dos lavatórios. Estão enquadrados na norma alemã e são inferiores à restante bibliografia;
- Quanto à Carência Química de Oxigénio (CQO), observa-se que os valores obtidos são da mesma ordem de grandeza em todos os locais de recolha. Em comparação com a bibliografia consultada, observa-se que os valores são inferiores ao do estudo israelita mas estão de acordo com a norma alemã;
- Os valores obtidos para a Carência Bioquímica de Oxigénio (CBO) nos lavatórios foram cerca de metade do que se verifica nos chuveiros. Os resultados deste parâmetro para as águas recolhidas nos lavatórios estão dentro do intervalo de valores apresentado na bibliografia enquanto os resultados das águas dos chuveiros estão abaixo desse intervalo;
- Quanto aos parâmetros microbiológicos analisados, Coliformes Fecais e Totais, os resultados obtidos foram nulos nos quatro pontos de recolha, ao contrário do que se verifica na bibliografia consultada.

Em relação ao tratamento realizado às águas cinzentas recolhidas pelo sistema proposto, a viabilidade do mesmo só pode ser verificada pelo enquadramento dos resultados obtidos em bibliografia que contemple os valores-limite a cumprir para os usos previstos: rega, lavagens e abastecimento de autoclismos. Para este efeito reuniram-se os documentos constantes na bibliografia, que se apresenta no Quadro 5.

Quadro 5. Valores de referência das águas cinzentas tratadas para os usos indicados, presentes na bibliografia consultada.

	Norma alemã	US EPA	UK				Portugal	
DOCUMENTOS CONSULTADOS	*(Fachvereinigung Betriebs- und Regenwassernutzung e.V., 2005)*	*(U.S. EPA, 2004)*	*(British Standards Institute, 2009)*				*(Instituto Português da Qualidade, 2005) e (Ministério do Ambiente, 1998)*	
USOS PREVISTOS	**Descarga de autoclismos**	**Rega, lavagem de veículos, descarga de autoclismos, incêdio, AVAC**	**Lavagens sob pressão, rega por asperssores, lavagem de veículos**	**Descarga de autoclismos**	**Rega de jardins**	**Máquinas de lavar roupa**	**Águas para rega**	**Águas balneares**
	Valor limite	Valor limite	Valor limite	Valor limite	Valor limite	Valor limite	Valor limite	Valor limite
pH	-	6 - 9	5 - 9,5	5 - 9,5	5 - 9,5	5 - 9,5	4,5 - 9,0	6 - 9
SST [mg/l]	-	≤ 5 mg/l	-	-	-	-	60	-
SSV [mg/l]	-	-	-	-	-	-	-	-
ST [mg/l]	-	-	-	-	-	-	-	-
NH3 [mg/l]	-	-	-	-	-	-	-	-
PT [mg/l]	-	-	-	-	-	-	-	-
CQO [mg/l]	-	-	-	-	-	-	-	-
CBO [mg/l]	-	≤ 10 mg/l	-	-	-	-	-	-
Coliformes fecais [ufc/100ml]	< 10/ml	no detectable /100ml	-	-	-	-	-	2000 /100ml
Coliformes totais [ufc/100ml]	< 100/ml	-	10 /100ml	1000 /100ml	1000 /100ml	10 /100ml	100 /100ml [(1)]	10000 /100ml

[(1)] valor máximo recomendado

Pela análise do Quadro 2 e do Quadro 5 verifica-se que os valores obtidos neste estudo para o pH estão de acordo com os documentos consultados. Quanto aos Sólidos Suspensos Totais (SST), verifica-se que as águas cinzentas após o tratamento estudado estão em conformidade com a norma Portuguesa sobre reutilização de águas residuais urbanas tratadas para rega mas o valor resultante é, no entanto, superior ao disposto pela U.S. Environment Protection Agency (U.S. EPA, 2004).

Os valores obtidos neste estudo para os parâmetros SSV, ST, e PT são próximos para todos os locais de recolha usados, notando-se, no entanto, um aumento considerável do Azoto Amoniacal (NH_3) nas águas tratadas provenientes dos chuveiros em relação aos lavatórios. Também as Carências Química e Bioquímica de Oxigénio apresentaram valores mais elevados para as águas dos chuveiros após tratamento. A CBO revelou-se, no entanto, superior ao valor limite presente no US EPA.

Quanto aos parâmetros microbiológicos analisados, os valores obtidos nas análises foram nulos para as águas tratadas em cada campanha realizada. Estes valores estão por isso de acordo com a bibliografia consultada.

4. CONCLUSÕES

As águas cinzentas resultantes da actividade doméstica têm potencial para constituírem um importante recurso no consumo não potável de água em edifícios. Actualmente os principais obstáculos prendem-se com a necessidade de tratamento e com a falta de legislação específica para a reutilização deste recurso.

O estudo realizado baseou-se num sistema simples e económico de tratamento das águas cinzentas para melhoria da sua qualidade, de forma a permitir a sua reutilização em

usos não potáveis. O sistema contemplou numa primeira fase, uma filtração com malha de 0,130mm tendo sido posteriormente substituída por uma de 0,025mm. No entanto, como se pode verificar pelos resultados das análises, esta troca teve pouco significado no aumento da eficácia do tratamento.

Em relação às águas cinzentas recolhidas, verificou-se uma proximidade nos valores obtidos nos diversos locais de recolha, notando-se, no entanto, um aumento significativo do Azoto-Amoniacal e do Fósforo Total nos chuveiros em comparação com os lavatórios. A causa mais provável para esta diferença poderá estar na composição dos sabonetes e champôs usados nos chuveiros. Os resultados obtidos para os parâmetros analisados enquadram-se com a bibliografia da especialidade, estando em certos casos, abaixo dos valores aí indicados.

Quanto ao tratamento aplicado, o Quadro 3 evidencia que resultou numa redução significativa dos parâmetros analisados, com excepção do Azoto-Amoniacal cuja redução foi menos expressiva. A bibliografia consultada não abrange todos os parâmetros consultados, no entanto, pelo que se pode comparar, conclui-se que as águas cinzentas não estão de acordo com a especificação americana tendo em conta que os resultados obtidos neste estudo são superiores ao limite apresentado para os sólidos suspensos totais e para a Carência Bioquímica de Oxigénio. As águas tratadas neste estudo podem, no entanto, ter as condições mínimas definidas para as águas balneares, sendo para tal necessário proceder às análises dos restantes parâmetros definidos no Decreto-Lei correspondente (Ministério do Ambiente, 1998). Considera-se que, tal como definido para o aproveitamento das águas pluviais (ANQIP, 2009), se as águas cinzentas tratadas obedecerem aos requisitos impostos para as águas balneares, então será seguro o seu uso em descarga de autoclismos, rega e lavagens. No entanto, são de evitar de todo, os usos que impliquem a formação de aerossóis, uma vez que pode haver contaminação bacteriológica por inalação.

O estudo permitiu a caracterização qualitativa das águas cinzentas recolhidas em instalações sanitárias (banhos e lavatórios) e a sua validação tendo em conta a bibliografia da especialidade. Permitiu também verificar a eficácia do tratamento proposto que se revelou não ser suficiente para as condições apresentadas pela Environmental Protection Agency (U.S. EPA, 2004) que se julga ser bastante restritiva tendo em conta os usos previstos. As águas cinzentas tratadas por esta unidade experimental revelaram, no entanto, um potencial suficiente para cumprirem os requisitos nacionais referentes à qualidade das águas balneares.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a colaboração das Águas de Gaia, E.M. e dos Serviços Técnicos de Manutenção da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Fica também um agradecimento à Fundação para a Ciência e a Tecnologia pelo co-financiamento da bolsa de doutoramento em empresa no âmbito da qual foi feito este estudo.

BIBLIOGRAFIA

Almeida M. C., Vieira P., Ribeiro R. (2006). *Uso Eficiente da Água no Sector Urbano*. Série de Guias Técnicos IRAR/INAG/LNEC. Lisboa.

ANQIP (2009). *ETA 0701 - Sistemas de Abastecimento de Águas Pluviais em Edifícios (SAAP)*. Associação Nacional para a Qualidade das Instalações Prediais. Coimbra.

AWWA-APHE-WPCF (1989). *Standard Methods for the examination of water and wastewater* (17th ed.).

British Standards Institute (2009). *Draft BS 8525-1 Greywater systems - Part 1: Code of practice*. United Kingdom.

European Environment Agency (2009). *Water resources across Europe - confronting water scarcity and drought* (No. 970-92-9167-989-8). Copenhagen.

Friedler, E., & Noah I Galil (2003). On-site greywater reuse in multi-storey buildings: sustainable solution for water saving. In *2nd Int. Conf. on Efficient Use and Management of Urban Water Supply.* Tenerife, Canary Islands, Spain. IWA, AWWA, AEAS.

Government of Western Australia (2005). *Code of Practice for the Reuse of Greywater in Western Australia.* Department of Health. Department of Environment. Water Corporation.

Instituto Português da Qualidade (2005). *NP 4434 - Reutilização de águas residuais urbanas tratadas na rega.* (Vol. 4434). Lisboa.

Fachvereinigung Betriebs- und Regenwassernutzung e.V. (2005). fbr - Information Sheet H 201, *Greywater recylcing - Planning fundamentals and operation information*. Darmstadt, Germany: 1st edition.

Ministério do Ambiente (1998). *Decreto-Lei 236/98 de 1 de Agosto*. p. 3676 - 3722.

U.S. EPA (2004). *Guidelines for water reuse*. EPA/625/R-04/108. U.S. Agency for International Development. Washington DC.

USO BENÉFICO DE RESÍDUO DE ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA PARA REMOÇÃO DE FÓSFORO EM TRATAMENTO TERCIÁRIO DE ESGOTO.

Iara Regina Soares Chao*

Engenheira Civil, especialista em controle de poluição pela Faculdade de Saúde Pública da Universidade de São Paulo, Mestre em Engenharia Hidráulica e Sanitária pela EPUSP. Engenheira do Depto de Pesquisa, Desenvolvimento e Inovação Tecnológica da SABESP

Dione Mari Morita

Engenheira Civil doutora em engenharia hidráulica e sanitária pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, docente do Departamento de Engenharia Hidráulica e sanitária da EPUSP.

Endereço*: Rua Nicolau Gagliardi, 313 - Pinheiros - São Paulo, SP – Brasil, Telefone: (11) 3388-9422 e-mail: ichao@sabesp.com.br

RESUMO

A reciclagem do lodo de estações de tratamento de água que utilizam sais de alumínio como coagulantes para a remoção de fósforo tem sido considerada uma importante alternativa de uso benéfico do lodo por solucionar dois grandes problemas ambientais: o lançamento de efluentes de estações de tratamento de esgoto contendo fósforo em corpos d'água em áreas de proteção de mananciais e a destinação inadequada do lodo gerado durante o processo de tratamento de água. Neste trabalho, estudou-se a reciclagem de lodos de estações de tratamento de água (ETAs) *in natura,* que utilizam sais de alumínio como coagulantes, para remoção de fósforo de efluentes de lagoas de estabilização e de sistemas de lodos ativados. A remoção de fósforo reativo atingiu patamares acima de 90% (concentração inicial de 2,90 mg P/L no efluente do sistema de lodos ativados e 1,12 mgP/L no efluente das lagoas) em pH de 6,5; tempo de mistura de 30 minutos; gradiente de velocidade de 40 s^{-1} e tempo de sedimentação de 15 minutos, com dosagem de 40 mg lodo/L para o efluente do sistema de lodos ativados e 131mg lodo/L para o das lagoas. Nestas condições operacionais, a concentração de fósforo do efluente tratado nos dois sistemas foi de 0,01mg P/L, confirmando esta alternativa como uma opção sustentável, em consonância com os conceitos de produção mais limpa.

PALAVRAS-CHAVE: RECICLAGEM DE LODO; REMOÇÃO DE FÓSFORO; USO BENÉFICO DE LODO; LAGOA DE ESTABILIZAÇÃO; LODOS ATIVADOS; REMOÇÃO DE NUTRIENTES.

1. INTRODUÇÃO

A etapa terciária do tratamento de esgoto, responsável pela eliminação de nutrientes como o nitrogênio e o fósforo, ainda não é comum no Brasil, mesmo em locais de extrema necessidade de preservação dos recursos hídricos, como é o caso das áreas de proteção de mananciais. O fósforo é considerado o nutriente de maior importância nos fenômenos de eutrofização (fator limitante) e seu controle tem sido o foco de atenções para a melhoria da qualidade dos corpos d'água.

Por outro lado, os lodos gerados em estações de tratamento de água (ETAs) que utilizam sais de alumínio como coagulante têm elevado potencial para remoção de fósforo por adsorção, próprio de sua estrutura amorfa, uma característica que aumenta a área superficial dos sais de alumínio, em comparação com a forma cristalina e conseqüentemente possibilita uma adsorção muito maior (STUMM, 1992; DAYTON; BASTA, 1995; BASTA,1996; GALLIMORE et al., 1999; ELLIOT et al 2002; REIS, 2002; DAYTON; BASTA, 2005).

Outro ponto forte refere-se à capacidade de troca aniônica dos óxidos e hidróxidos presentes nesse lodo. O hidróxido de alumínio, na forma $Al(OH)_3.nH_2O$, originado da precipitação de sais de alumínio (III) no tratamento de água, embora seja pouco solúvel em água, apresenta-se no lodo de ETA como uma substância gelatinosa, que se dissolve tanto em ácidos como em bases, isto é, apresenta um comportamento anfótero (QUAGLIANO & VALLARINO, 1985). O potencial de remoção de fósforo com a utilização de lodo de ETA pode ser potencializado em meio ácido, de tal forma que a superfície do hidróxido de alumínio torne-se carregada positivamente e atraia o fósforo reativo (STUMM, 1992; BASTA, 1996; GALLIMORE et al., 1999; RIVERA ESCOBAR. J.C, (2001); ELLIOT et al 2002; REIS, 2002).

Em relação à aplicabilidade do lodo de ETA como insumo para remoção de fósforo, são conhecidos estudos na literatura com a utilização de lodo *in natura, apenas e*m pesquisas cujo objetivo era avaliar o impacto do lançamento de lodos de ETAs em ETEs. Nessa aplicação, o lodo é lançado no sistema público de esgoto e, daí, segue para a ETE. Tais

estudos, como os realizados por Cornwell et al (1987); Oberacker *et al.* (2002) e Harry et al (2002), já indicavam essa possibilidade. Outros estudos realizados especificamente para remoção de fósforo do efluente da ETE recomendam o uso de lodo desidratado e desaguado (GEORGANTAS, E GRIGOROPOULOU, 2005; MORTULA et al 2005; MORTULA et al 2006; ZHAO, 2006, YANG et al 2008;). Outras pesquisas utilizaram lodo produzido em laboratório e esgoto sintético, cujas conclusões não podem ser extrapoladas diretamente para a escala real (GALARNEAU e GEHR, 1997; HUANG e CRISWELL, 2000; KIM,J.G et al, 2003; MAKRIS, 2004; ZHAO, 2006; RAZOLI et al 2007).

Outro grande diferencial dessa utilização é que os lodos de ETAs em países desenvolvidos passam por um processo de desidratação e/ou secagem, enquanto que no Brasil e na maioria dos países em desenvolvimento, ainda não existe essa etapa de tratamento, sendo possível o uso do lodo *in natura*.

2. OBJETIVOS

O trabalho teve por objetivo comparar a remoção de fósforo de efluentes de sistemas de lodos ativados e de lagoas de estabilização, com o uso de lodo de estação de tratamento de água que utiliza sais de alumínio.

3. MATERIAL E MÉTODOS

Para o desenvolvimento prático da pesquisa, empregaram-se os lodos gerados nas ETAs Mairiporã e Alto Cotia, que utilizam, respectivamente, PAC (cloreto de polialumínio) e sulfato de alumínio. Eles foram coletados diretamente das unidades de descarte de lodo e imediatamente transportados ao laboratório, para a realização dos testes de jarros (*jar test*).
Os efluentes avaliados eram oriundos de duas estações de tratamento biológico de esgoto: ETE Barueri (lodos ativados) e ETE Mairiporã (lagoas de estabilização).

3.1 Descrição sucinta das ETAs e ETEs objetos do estudo

O esgoto, ao chegar à ETE Mairiporã, que trata 50 L/s, é submetido a um tratamento preliminar, constituído por gradeamento, seguido de uma unidade de desarenação de limpeza automática e medição de vazão em calha Parshall. Na sequência, o esgoto é encaminhado para duas lagoas anaeróbias seguidas por duas facultativas. O efluente destas lagoas é conduzido para um sistema de chicanas, onde é clorado, e depois, lançado

no córrego Itaim, afluente do rio Juqueri, Classe 2, que abastece o reservatório Paiva Castro, no município de Mairiporã, responsável pelo fornecimento de 4,4 m^3/s dos 33,0 m^3/s do Sistema Cantareira.

A ETE Barueri está situada a oeste da Região Metropolitana de São Paulo (RMSP), tem capacidade nominal de 12,5 m^3/s e trata 7,5 m^3/s (média anual de 2009). O processo de tratamento é o de lodos ativados convencional. As eficiências de remoção médias obtidas na ETE estão em torno de 85% de DBO e de 42% de fósforo total, considerando-se os registros dos últimos três anos (SABESP/MTOB, 2007; 2008; 2009).

A ETA de Mairiporã é uma estação compacta, que possui uma unidade de flotação com ar dissolvido e filtros sob pressão. Os coagulantes (PAC ou sulfato férrico) são dosados diretamente na tubulação de água bruta. A desinfecção e a fluoretação também são realizadas em linha. A estação trata 70 m^3/h e o lodo, removido continuamente do flotador, é lançado na galeria de águas pluviais e daí, para a Represa de Paiva Castro.

A ETA Alto Cotia está situada a sudoeste da RMSP. É classificada como instalação do tipo convencional ou de ciclo completo, com unidades de coagulação, floculação, decantação, filtração, desinfecção e fluoretação. Possui capacidade nominal de 1,2 m^3/s e, atualmente, opera com vazão média de 1,0 m^3/s (SABESP/MATC, 2009). O lodo é removido do decantador manualmente e lançado diretamente no rio mais próximo, no mesmo local que a água de lavagem dos filtros.

3.2 Procedimento dos ensaios

Os experimentos, no total de sete com o efluente das lagoas de estabilização e cinco com o efluente do sistema de lodos ativados, foram realizados em *Jar Test*. Amostras de dois litros de cada um dos efluentes dos sistemas de tratamento foram misturadas com diferentes dosagens de lodo, de 24 a 371 mg/L.

À mistura efluente-lodo, adicionou-se solução de 0,1M de HCl para diminuir o pH inicial de 7,0 para 6,5, valor ótimo encontrado por Chao (2006), quando testou o lodo de ETA em um sistema terciário precedido de lodos ativados. O pH foi reduzido para garantir um meio ligeiramente ácido, fundamental para a adsorção do fósforo pelos óxidos e hidróxidos de alumínio. O tempo de mistura foi de 30 minutos e o gradiente médio de velocidades, de 40 s^-

[1]. Após a adsorção, o efluente permaneceu em repouso no próprio recipiente por 15 minutos, para separação das fases aquosa e sólida. O tempo de 15 minutos corresponde a uma velocidade de sedimentação de 7,2 m/dia.

É importante ressaltar que o gradiente escolhido de $40s^{-1}$ objetivou garantir o contato com a menor quebra dos flocos dos lodos, visando uma boa sedimentação. Valores maiores de gradiente de velocidade podem ser utilizados, porém, provavelmente, haverá maior ruptura dos flocos, o que implicará em projetos de decantadores com menores taxas de aplicação e por conseqüência, com necessidades de áreas muito maiores para implantação.

Após o período de sedimentação, foram retiradas amostras para determinação das concentrações de fósforo solúvel, turbidez e cor, segundo as técnicas descritas no "*Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*", publicado pela APHA; AWWA; WEF (2005).

Verificou-se, durante os experimentos, que o efluente das lagoas de Mairiporã, ao contrário do efluente da ETE Barueri, apresentava cor de tom esverdeado, devido à elevada densidade de algas. Sabe-se que a cor de uma amostra de água está intimamente ligada à presença de sólidos dissolvidos e ácidos húmicos e fúlvicos. Portanto, resolveu-se investigar em ensaios adicionais, a remoção desse parâmetro nas mesmas condições operacionais citadas anteriormente. Ensaios também foram realizados para avaliar a remoção de fósforo total. As seguintes condições foram empregadas:

- Concentração inicial de fósforo total: 3,07 mgP/L (ensaio 1) e 3,20 mgP/L (ensaio 2);
- pH original das amostras: 6,9 (ensaio 1) e 7,0 (ensaio 2);
- pH final das amostras: 6,5;
- tempo de contato: 30min;
- gradiente médio de velocidades: 40 s^{-1};
- tempo de sedimentação de 15 minutos.

4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os resultados de remoção de fósforo reativo dos efluentes dos dois sistemas atingiram patamares acima de 90% (concentração inicial de 2,90 mg P/L), com dosagem de 40 mg lodo/L em lodos ativados e 131 mg lodo/L (concentração inicial de 1,12 mg P/L) em efluentes de lagoas. Nestas condições, as concentrações de fósforo do efluente tratado foram de 0,01mg P/L. A Figura 1 mostra os resultados obtidos com os ensaios de jarros realizados com o efluente da ETE Mairiporã.

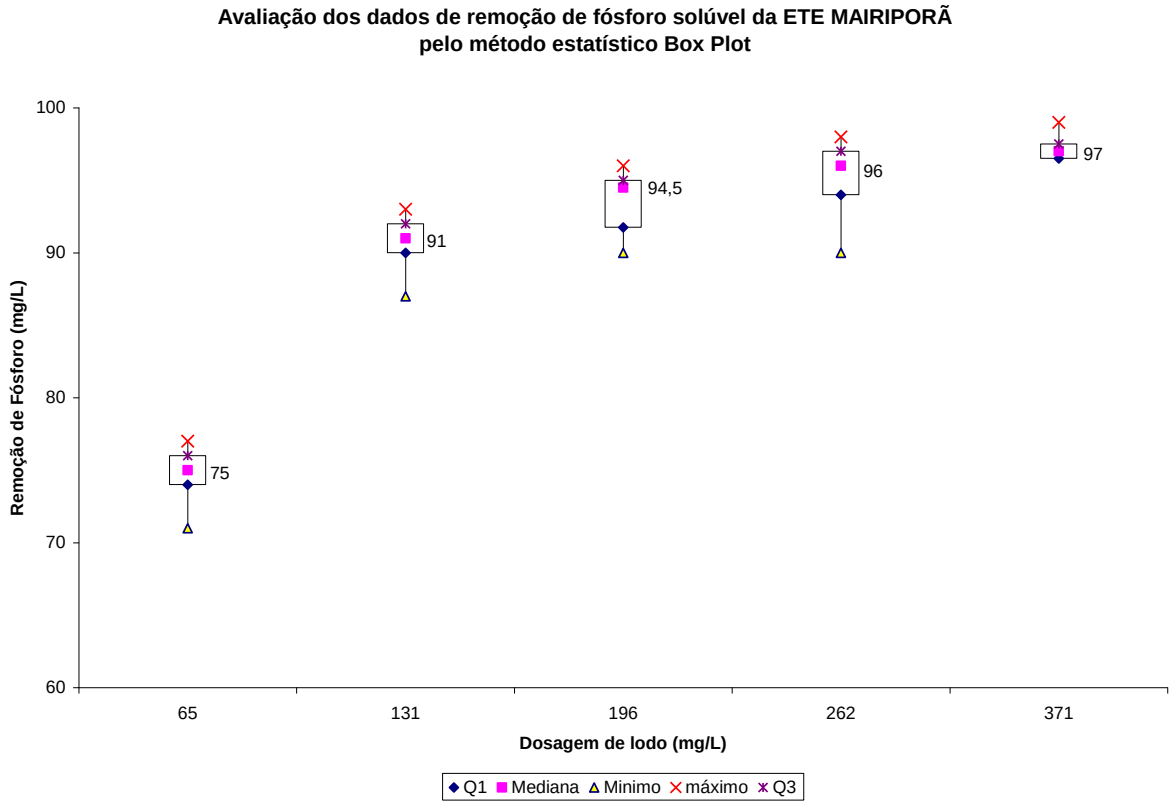


Figura 1 – Variação da remoção de fósforo no efluente do sistema de lagoas de estabilização em função da dosagem de lodo de ETA

A avaliação estatística mostra que os ensaios foram reprodutíveis (LEVINE et al , 2008). Ilustra, também, que a remoção de fósforo aumenta com o aumento da dosagem de lodo, alcançando remoção superior a 99,99% com dosagem de 371mg/L. Com exceção da dosagem de 65 mg/L, na qual se obteve remoção média de 76%, todas as demais mostraram eficiências de remoção acima entre 96%.

A Figura 2 ilustra os resultados obtidos nos ensaios realizados com o efluente da ETE Barueri.

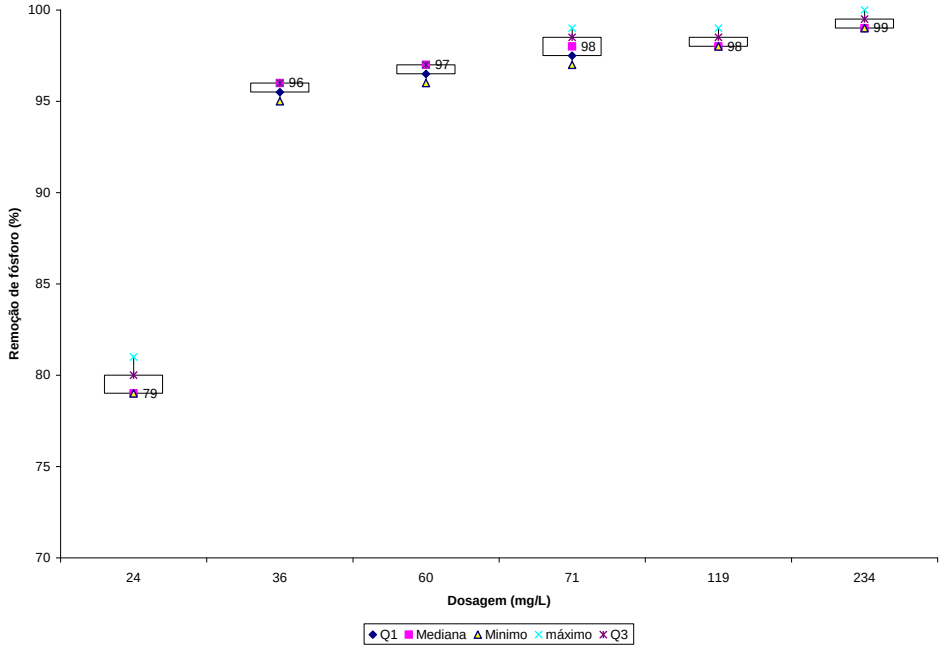


Figura 2 – Variação da remoção de fósforo no efluente do sistema de lodos ativados em função da dosagem de lodo de ETA

Comparando os resultados obtidos no experimento com a ETE Barueri com os da ETE Mairiporã, verifica-se que as elevadas densidades de algas, típicas de efluentes de lagoas representam grande influência na remoção de fósforo, devido ao recobrimento dos sítios ativos do lodo da ETA, o que exige maiores dosagens para uma determinada remoção de fósforo. As melhores eficiências de remoção de fósforo do efluente da ETE Mairiporã foram obtidas com dosagens de lodo de 131 mg/L (para uma menor concentração de fósforo), enquanto que para a ETE Barueri foi de 36 mg/L.

O efluente das lagoas de Mairiporã apresentou cor esverdeada, devido à elevada densidade de algas e por esse motivo, avaliou-se a eficiência de remoção de cor e turbidez desse efluente. A figura 3 mostra os resultados de remoção de turbidez com a dosagem de lodo da ETA Mairiporã.

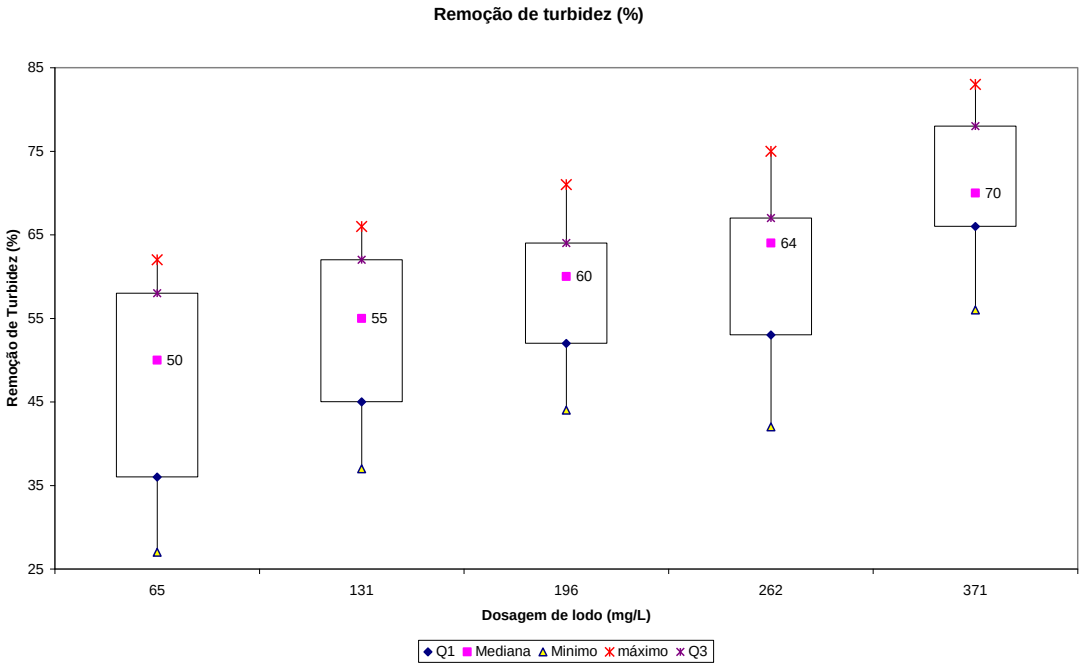


Figura 3 – Variação da remoção de turbidez no efluente das lagoas de estabilização com a dosagem de lodo de ETA

Verificou-se remoção média de 52% de turbidez para dosagem de 65 mg/L e de 71% para a dosagem de 371 mg/L (figura 3). Assim como nos resultados de fósforo, observa-se que a dosagem de 131mg/L é adequada para a remoção de turbidez (62%). Os bons resultados obtidos de remoção de cor, 43 a 47% para dosagem de 131mg de lodo/L, são um bom indicativo do potencial do lodo de PAC (figura 4) para o polimento de efluentes de lagoas. Sugere-se a realização de novas pesquisas para avaliação da remoção de clorofila–a e feofitina

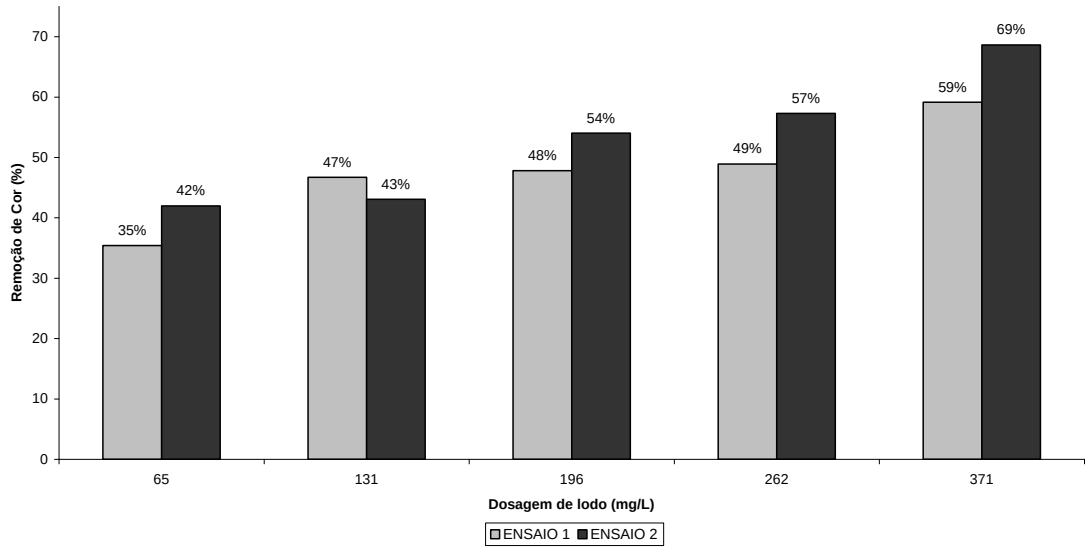


Figura 4 - Remoção de cor de efluente de lagoa de estabilização em diferentes dosagens de lodo de ETA

Os resultados da remoção de fósforo total (Tabela 1) mostram que há necessidade de um polimento com filtros de areia após o processo de adsorção, pois a máxima remoção foi de 73% para dosagem de 2274 mg/L.

Tabela 1 – Remoções de fósforo total do efluente da ETE Mairiporã obtidas nos ensaios de jarros com diferentes dosagens de lodo da ETA Mairiporã.

Dosagem de Lodo (mg/L)	Ensaio 1 Concentração inicial 3,07 (mg P/L)		Ensaio 2 Concentração inicial 3,20 (mg P/L)	
	Concentração final (mgP/L)	Remoção (%)	Concentração final (mgP/L)	Remoção (%)
401	1,56	49	1,58	51
803	1,13	63	1,14	64
1204	1,03	66	1,08	66
1605	0,85	72	0,89	72
2274	0,84	73	0,86	73

7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Os resultados obtidos nesta pesquisa, para as condições operacionais estudadas, permitem concluir:

- A reciclagem de lodo produzido no processo de tratamento de água, que utiliza sais de alumínio como coagulante, é efetiva para a remoção de fósforo de efluentes de lagoas de estabilização e de lodos ativados, por meio da adoção de sistemas de tratamento em que o resíduo gerado nas estações de tratamento de água possam ser adicionadas em unidades complementares à jusante dos sistemas de tratamento biológico de esgotos.
- A concentração de fósforo reativo atingiu valores de 0,01 mg P/L nos efluentes do sistema de lodos ativados (concentração inicial de 2,90 mg P/L) e de lagoas de estabilização (concentração inicial de 1,12 mg/L) quando misturados, respectivamente, com dosagem de lodo de alumínio de 40 mg/L e 131 mg/L, em pH de 6,5; tempo de mistura de 30 minutos; gradiente de velocidade de 40 s^{-1} e tempo de sedimentação de 15 minutos, que corresponde a uma velocidade de 7,2 m/dia.
- Conseguiu-se remoção de 62% de turbidez e de 43 a 47% de cor no efluente das lagoas de estabilização (concentração inicial de 1,12 mg/L) com dosagem de lodo de alumínio de 131 mg/L; em pH de 6,5; tempo de mistura de 30 minutos; gradiente de velocidade de 40 s^{-1} e tempo de sedimentação de 15 minutos.
- Obteve-se remoção máxima de 73% de fósforo total com o tratamento do efluente das lagoas de estabilização (concentração inicial de 3,07 a 3,20 mgP/L e pH de aproximadamente 7,0) em pH de 6,5; tempo de contato de 30 minutos; gradiente médio de velocidades de 40 s^{-1} e tempo de sedimentação de 15 minutos.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

APHA; AWWA;WEF (2005).American Public Health Association; American Water Works Association; Water Environment Federation. *Standard Methods for the examination of water and wastewater.* 21ª. ed., Washington, D.C, USA.

BASTA, N.T; E.A, DAYTON; GALLIMORE, L.E (1999) Nutrient adsorption capacity of water treatment residuals. In: proc. WEF/AWWA Joint Residuals and biosolids management conference, Charlotte, NC 27 a 30 Jan 1999, WEF, Arlington, V.A.

BASHAN, L.E; BASHAN, Y (2004) Recent advances in removing phosphorus from wastewater and its future use as fertilizier (1997-2003). Water Research 38 (2004) pp 4222-4246.

CORNWELL, D. A.; BURMASTER, J. W.; FRANCIS, J. L.; FRIEDLINE Jr., J. C.; HOUCK, C.; KING, P. H.; KOCKE, W. R.; NOVAK, J. T.; ROLAN, A. T.; SAN GIACOMO, R. (1987) Research Needs for Alum Sludge Discharge. **Journal American Water Works Association**, Denver, v. 79, n. 6, p. 99-104.

OBERACKER, F. E.; MAIER, D.; MAIER, M.; HAHN, H. H. (2002). Sustainable Handling of Arsenic-Containing Water Works Sludge. In: MANAGEMENT OF WASTES FROM DRINKING WATER TREATMENT, 2002, London. Procedings… London: The Chartered Institution of Water and Environmental Management, 2002. p. 233-45.

CHAO, I R S (2006) Remoção de fósforo de efluentes de estações de tratamento biológico de esgotos utilizando lodo de estação de tratamento de água. Dissertação de mestrado em Hidráulica e Saneamento - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 160p. São Paulo, Brasil. Disponível em: http: www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3147/tde-14122006-145950/ - 16k -

DAYTON, E.A; BASTA, N.T. (2001). Characterization of drinking water treatment residuals for use as a soil substitute. Water Environment Research , vol.73, nº. 01 pp.52 –57.

DAYTON, E. A; BASTA, N. T. (2005). Use of Drinking Water Treatment Residuals as a Potential Best Management Practice to Reduce Phosphorus Risk Index Scores Journal Environ. Quality. (34): 2112-2117.

DAYTON, E. A; BASTA, N. T. (2005). Method for Determining the Phosphorus Sorption Capacity and Amorphous Aluminum of Aluminum-Based Drinking Water Treatment Residuals. Journal. Environ. Quality.34: 1112-1118.

ELLIOTT, H. A; O´CONNOR, G.A; L.U; BRINTON, S (2002) Influence of water treatment residuals on phosphorus solubility and leaching. Journal of Environmental Quality. 31:1362-1382.

GALARNEAU, E; GEHR, R (1997) Phosphorus removal from wastewaters: Experimental and theoretical support for alternative mechanisms. Water Research Volume 31, Issue 2 , February 1997, Pages 328-338

GALLIMORE, L.E; BASTA, N.T; STORM, D.E; PAYTON, M.E; HUNKE, R.H; SMOLEN, M.D (1999) Water treatment residual to reduce nutrients in surface runoff from agricultural land. Journal Environ. Qual. 28: 1474-1478.

HARRI, A.; BOSANDER, J.; ÖMAN, J.; BLOMBERG, J. (2002). Effects of Water Treatment Residuals on Sewage Treatment and Sludge Handling at Himmerfjärden Sewage Works, Sweden. In: MANAGEMENT OF WASTES FROM DRINKING WATER TREATMENT, 2002, London. Procedings. London: The Chartered Institution of Water and Environmental Management, 2002. p. 225-32.

KIM, J.G et al (2003) Removal capacity of water plant alum sludge for phosphorus in aqueous solutions. Chemical Speciation and Bioavailability , 14.

MAKRIS KC, EL-SHALL H, HARRIS WG, O'CONNOR GA, OBREZA TA (2004) “Intraparticle phosphorus diffusion in a drinking water treatment residual at room temperature” J Colloid Interface Sci. 2004 Sep 15;277(2):417-23

MORTULA M.; GAGNON G.A. (2006) Alum residuals as a low technology for phosphorus removal from aquaculture processing water. Aquacultural EngineeringVolume 36, Issue 3, May 2007, Pages 233-238.

MORTULA, M., AND GAGNON, G.A. 2007. Phosphorus Treatment of Secondary Municipal Effluent using Oven-Dried Alum Residual. Journal of Environmental Science and Health: Part-A 42(11): 1685-1691.

QUAGLIANO, J.V; VALLARINO, L.M . (1973).*Química*. Editora Guanabara- Koogan.

RAZOLI et al (2007) Effectiveness of a drinking-water treatment sludge in removing different phosphorus species from aqueous solution. Separation and Purification Technology 55 (2007) pp 300-306.

REIS, T.C (2002).Distribuição e biodisponibilidade do níquel aplicado ao solo como NiCl2 e biossólido. Tese de doutorado apresentada a Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz, Universidade de São Paulo , Piracicaba, SP.

RIVERA ESCOBAR, J.C. (2001). Tratamento e recuperação da água de lavagem dos filtros de uma estação de filtração direta e simulação da disposição dos lodos em estações de tratamento de esgoto. São Carlos, 2001. 144 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SABESP. MTOB Relatório Gerencial Interno.(2007;2008 e 2009)

SABESP. MTI Relatório Gerencial Interno.(2009)

STUMM, W (1992) “Chemistry of the solid – water interface: processes at the mineral-water and particle-water interface in natural systems/Werner Stumm: with contribuitions by Laura Sigg (chapter 11), and Barbara Sulzbger (chapter 10)” Wiley Interscience Publication, USA.

ZHAO Y, YANG Y, TOMLINSON D, KENNEDY S (2006) Dewatered alum sludge: a potential adsorbent for phosphorus removal. Water Science &Technology. Vol. 52, N°10-11: 525-532pp.

YANG, Y; ZHAO, YQ; KEARNEY, P; (2008) 'Influence of ageing on the structure and phosphate adsorption capacity of dewatered alum sludge'. Chemical Engineering Journal, 145 (2):276-284

USO DE FLOCULADOR HIDRÁULICO DE MANTA DE LODO ACOPLADO A FLOTADOR POR AR DISSOLVIDO NO TRATAMENTO DE ÁGUA DE ABASTECIMENTO

Gilberto José da PAZ JÚNIOR (1); Edson Pereira TANGERINO (2).

ENDEREÇO

Passeio Palmas, 310, Zona Sul, Ilha Solteira – São Paulo, 15385-000 – Brasil Tel.:55 (18) 3742 3890 – (18) 9725 7679. e-mail: gilbertodapaz@yahoo.com.br

(1) Engenheiro Civil pela Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho – FEIS/UNESP. Mestrando em Engenharia Civil – Recursos Hídricos e Tecnologias Ambientais – Departamento de Engenharia Civil – FEIS/UNESP.

(2) Professor Titular do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho – FEIS/UNESP

RESUMO

O presente projeto de pesquisa consistiu em experiência com floco-decantador de manta de lodo, contendo dispositivo limitador da manta, acoplado a flotador por ar dissolvido. O objetivo foi avaliar o desempenho da instalação proposta quando submetida a variações da qualidade da água bruta, principalmente quanto à sobrecarga de algas e cianobactérias, simulando possíveis florações nos mananciais. Os ensaios realizados com água natural com presença elevada de algas e cianobactérias evidenciaram a importância da unidade de flotação, com remoção de clorofila “a” de 82% na água decantada/flotada e próximo de 99% na água filtrada, em relação à água bruta, mantendo-se ainda a turbidez abaixo de 3 uT na saída do modulo floco-floto-decantador e abaixo de 0,6 uT na água filtrada.

PALAVRAS CHAVES: Tratamento de água, floculação manta de lodo, flotação por ar dissolvido e remoção de algas

INTRODUÇÃO

Problemas para atingir os padrões de potabilidade estão surgindo, dentre os quais Libânio (2005) destaca a presença de novos contaminantes (orgânicos, inorgânicos e até subprodutos de processos de tratamentos). Um indicativo são as novas tendências internacionais de regulamentação dos padrões de potabilidade da água.

Um adequado sistema de tratamento de água, de acordo com Di Bernardo (1995), deve embasar-se em três requisitos básicos obedecidos simultaneamente: qualidade da água bruta, tecnologia de tratamento e capacidade de sustentação do sistema.

Em estações de tratamento de água (ETA), água bruta de baixa qualidade – eutrofizada – ocasiona redução do tempo da carreira de filtração, aumento da dosagem de coagulantes, a geração de odores e sabores na água tratada, dificuldade de remoção das impurezas, problemas na unidade de sedimentação, e aumento da demanda de cloro na desinfecção e conseqüente formação de subprodutos nocivos à saúde humana.

Modificações no sistema de tratamento de água, que captam água bruta proveniente de lagoas ou reservatórios eutrofizados, são necessárias para atingir os padrões de qualidade requeridos pela legislação.

Atualmente, são utilizados vários processos ou tecnologias de tratamento de água para atingir padrões de potabilidade que dependem da qualidade e da quantidade da água a ser tratada. A maioria das ETAs em operação são convencionais de ciclo completo, compreendem as seguintes etapas do tratamento: coagulação, floculação, decantação, filtração rápida, desinfecção e fluoretação.

A presente pesquisa propôs um arranjo dos dispositivos de tratamento de água, utilizando um flotador por ar dissolvido (FAD) acoplado a um floco decantador de manta de lodo contendo dispositivo limitador da manta.

Teve como objetivo avaliar a associação da flotação por ar dissolvido como etapa de clarificação após um floculador de manta de lodo para tratamento de água nas seguintes circunstancias: água bruta preparada em laboratório com variações de turbidez; água bruta em condições naturais; e água bruta preparada com águas naturais com presença de algas.

REVISÃO DA LITERATURA

O sistema de tratamento, para obter água potável, considerado convencional é constituído por etapas, as quais cada uma tem uma função especifica para o resultado final. Temos as unidades de coagulação e floculação, que correspondem à formação dos flocos; sedimentação e filtração, remoção dos flocos e contaminantes; e desinfecção para eliminações de patogênicos e prevenções contra contaminações na rede.

Floculador de manta de lodo

Os floculadores podem ser mecânicos ou hidráulicos, são responsáveis pela realização de floculação da água coagulada, que consta do contato entre partículas presentes na água para formação de partículas maiores (flocos).

O floculador de manta de lodo utiliza energia hidráulica. Tem-se mostrado como alternativa de reduções da área física, de custos de implantação e operação. O processo se dá pela formação de uma manta de flocos de impurezas agregadas pelo coagulante, os quais são retidos na parte inferior desta unidade.

A formação dos flocos dá-se através de combinações de gradientes de velocidade médios no cone invertido. Devido a essa forma de cone invertido os flocos ao atingirem determinada dimensão e peso, tendem a sedimentar na região de menor velocidade ascensional, ocorrendo a decantação da água, por isso ficou conhecido como floco-decantador.

O bom funcionamento do mesmo dependerá de uma adequada mistura rápida, normalmente realizada em ressaltos provocados ou na saída do medidor Parshall, zonas de altas turbulências.

Em estudo realizado por Tangerino et al (1998), foi observado que a taxa de formação da manta no módulo aumentava conforme se aumentava a turbidez da água bruta.

Segundo Cavazzana (2006), a manta forma-se com maior intensidade para turbidez maior que 30 uT, conforme observado nos estudos em Módulo Floco-Decantador de Manta de Lodo (MFDML), em que o mecanismo de coagulação foi, predominantemente, a varredura.

Na pesquisa realizada por Tangerino et al (1998) foi mostrada a viabilidade da utilização de floculador em manta de lodo acoplado a decantador laminar de placas paralelas, com bons resultados em relação ao tempo de detenção da água no floculador.

Flotação por ar dissolvido

O processo do flotação consiste na mistura da água floculada com uma corrente de água super saturada com ar dissolvido. Fenômenos naturais de aderência provocam a ligação das micro-bolhas às partículas, produzindo uma baixa densidade aparente que as fazem ascenderem rapidamente à superfície da lâmina de água.

Segundo Lobato et al (1997) a água bruta, com elevada concentração de algas, apresenta condições mais favoráveis de tratamento com uso da flotação, após a coagulação/floculação, devido à baixa velocidade de sedimentação dos flocos formados.

Em pesquisa, Moruzzi (2005) cita como principais parâmetros para a unidade de FAD: tempo de detenção; taxa de aplicação superficial na zona de reação; taxa de aplicação superficial na zona de clarificação; fornecimento de ar em termos da razão de recirculação; Condições de floculação, tamanho de flocos.

No sistema de flotação, o lodo é extraído pela superfície, não ocorrendo entupimento de tubulações e não havendo necessidade de limpeza, diminuindo assim, a perda de água por meio do lodo descartado. Os requisitos de floculação são menores para o processo de flotação quando comparado com a decantação.

Zabel (1985), citado por Di Bernado et al. (2002), afirma que a flotação por ar dissolvido, como pré-tratamento na produção de água potável é indicada para águas contendo alta concentração de algas ou com turbidez relativamente baixa e cor relativamente alta.

Grande parte das fontes naturais de água, segundo Moruzzi et al (2008), principalmente aquelas oriundas de barragens naturais ou artificiais, apresentam valores moderados de cor e baixos de turbidez. Dependendo da freqüência de ocorrência de picos e variabilidade sazonal da fonte natural, águas com estas características poderiam ser tratadas por tecnologias que empregam a filtração direta descendente (FDD), filtração direta ascendente (FDA), dupla filtração (DF) ou mesmo por sistema composto por FAD seguido de filtração rápida descendente.

As principais etapas da flotação são: geração de bolhas de gás no sistema, contato dos agregados com as bolhas em ascensão.

Reali e Santos (1996) em estudo de flotação por ar dissolvido, apresentaram melhor desempenho com o fornecimento de ar na faixa de 2,7 a 4,7 g/m^3, para valores da taxa de

aplicação superficial aparente, TAS_{AP}, de 220, 365 e 1020 m^3/m^2.dia, apresentando eficiência de remoção de clorofila-a entre 94 a 98 %. Ressalvam ainda, que existe um valor apropriado de fornecimento de quantidade de ar e sua variação acarreta queda na eficiência da flotação.

Estudos realizados por Centurione Filho et al (2002) avaliaram a aplicação do processo de flotação por ar dissolvido para remoção de algas em águas de cor verdadeira e turbidez relativamente baixa. Concluíram que, devido à sua baixa densidade relativa, a flotação é uma alternativa atrativa e conveniente para remoção de algas.

Em pesquisa realizada por Moruzzi e Reali (2008), para água com cor aparente moderada e turbidez baixa, a FAD, operada com sulfato de alumínio como coagulante, apresentou os menores valores de cor aparente e turbidez residuais, correspondentes a 2 uH e 0,24 uT, respectivamente, para a dosagem de 25 $mg.L^{-1}$ em pH em torno de 6,5.

Filtração descendente

A filtração consiste na remoção em meio granular de partículas suspensas e coloidais e de microrganismos presentes em águas, (Di BERNARDO; Di BERNARDO; CENTURIONE FILHO, 2002).

A filtração direta descendente, segundo Di Bernardo (2003), pode ser projetada para trabalhar ora com tratamento completo (coagulação, floculação, decantação ou flotação e filtração), ora com filtração direta, dependendo da sazonalidade da qualidade da água a ser tratada.

Dentre os fatores que influenciam no processo de filtração, temos: tipo de meio filtrante, velocidade de filtração, material suspenso, influência da temperatura e floco formado.

Em sua obra Valencia (1992), apresenta como vantagens na utilização da filtração direta, a diminuição em 50% do custo de construção da estação de tratamento, redução do custo operacional com diminuição quantitativa de coagulante e menor quantidade de lodo proveniente do tratamento quando comparada a uma ETA convencional. Ainda como desvantagens na presença de algas, a necessidade de dosagem química, carreiras de filtração curtas exigindo medidas rápidas no processo de tratamento.

MATERIAL E MÉTODOS

A pesquisa consistiu em experiência com floculador de manta de lodo acoplado a flotador, formando um conjunto composto pelos dois tipos de tecnologias e ainda com dispositivo limitador da altura da manta de lodo expandida conforme **Figura 1**.

A pesquisa foi realizada em três etapas:

Etapa 1, foram realizados ensaios com água preparada em laboratório.

Etapa 2, foram realizados ensaios com água natural captada em córrego natural localizado na cidade de Ilha Solteira.

Etapa nte de
repres ade de
algas e

Modul

A insta dor de
manta olvido,
acopla

A águ astece
reserv a para
reserv altura
reguláv

A apli ão do
flocula ntrada
deste.

No inte manta,
dispon

A colet câmara
de satu

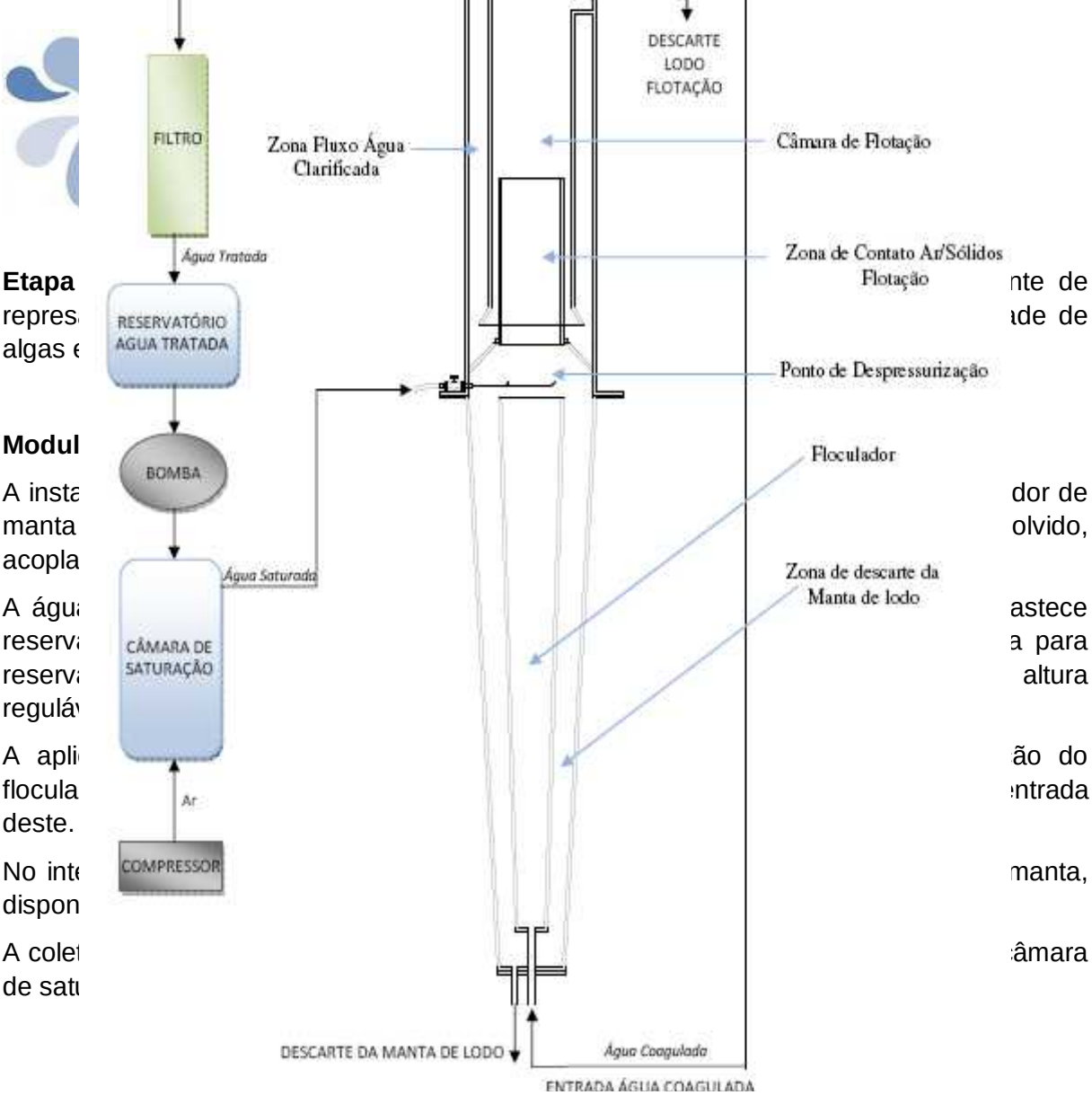


Figura 1 – Projeto de modulo experimental contendo unidade de tratamento e equipamentos utilizados.

Floco Decantador de Manta de Lodo

A unidade experimental do floculador de manta de lodo, possui as seguintes características:

Material: acrílico;

Tronco de pirâmide invertido externo com volume de 143,20 litros;

Tronco de pirâmide invertido interno com volume de 29 litros;

A taxa de aplicação superficial de 120 m^3/m^2.dia.

Flotador por Ar Dissolvido

A unidade experimental do flotador, possui as seguintes características:

Câmara de flotação externa com volume de 198,4 litros;

Câmara de flotação interna com volume de 67,6 litros

Volume total: 352,40 litros.

A taxa de aplicação superficial na câmara de flotação foi de 220 m^3/m^2.dia, no módulo correspondente à taxa no filtro de 120 m^3/m^2.dia.

Filtro Descendente

Foi construído filtro descendente. Composto de tubo de PVC de 200mm, com camada filtrante em areia com as seguintes características:

- espessura da camada: 0,60 m;
- coeficiente de desuniformidade: 1,6 (D60/D10);
- camada suporte: espessura de 45 cm;
- saída de água filtrada a 15 cm acima da camada filtrante;
- taxa superficial de aplicação constante foi de 120 m^3/m^2.d

Ensaios

Os ensaios foram realizados com taxa de filtração e floculador [illegible] Com taxa de recirculação da flotação entre 15% e 20%. A Figura [illegible] ontos de coleta de amostras.

Ponto 1 – AB - Água bruta;

Ponto 2 – DF - Água Decantada/Flotada;

Ponto 3 – FIL - Água filtrada;

Ponto 4 – LF - Água de descarte da flotação, lodo flotado;

Ponto 5 - [illegible] róxima ao termino [illegible] nação da manta de [illegible]

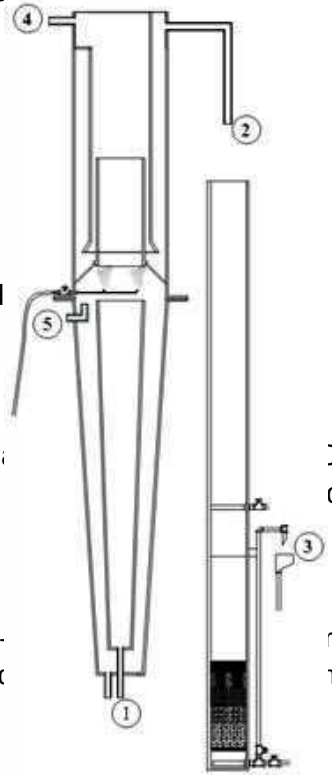


Figura 2 – Desenho esquemático do modulo da pesquisa com a localização dos pontos de coleta.

RESULTADO E DISCUSSÃO

Etapa 1

Ensaios no modulo experimental com água preparada, captada em poço artesiano com adição de argila, mostram a aplicabilidade do floculador de manta de lodo, com remoções de turbidez acima de 95%, e eficiência do dispositivo limitador da manta. A implantação desse dispositivo limita o crescimento da manta, impedindo que a mesma atinja a zona de flotação, propiciando a remoção do lodo sedimentado.

A água d ... a filtrada (**FIL**) aba ... o gráfico correspo

Para ess ... os flocos formados ... sim de sediment ... m média de 81%.

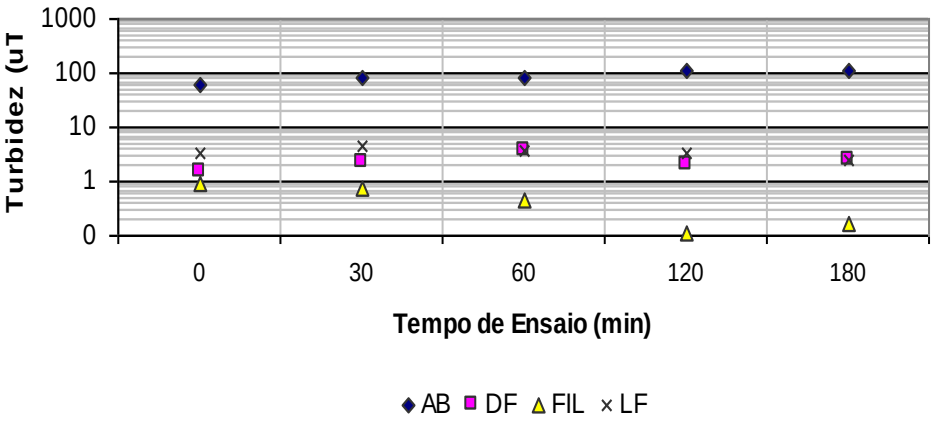


Figura 3: Valores de turbidez remanescente do segundo ensaio com água preparada. Taxa de 120 m^3/m^2.dia, com turbidez da água bruta acima de 150 uT, com DSA de 60 mg/L, recirculação de 18 %.

Etapa 2

Resultados dos ensaios preliminares em bancada, com uso do sulfato de alumínio, para água bruta captada em córrego natural demonstraram a necessidade de controle do pH através da aplicação de cal hidratada.

Durante a Primeira bateria, sem controle do pH, o valor da turbidez da água decantada ficou acima de 10 uT. Deve ser observado que o filtro apresentou bons resultados, mantendo a turbidez final abaixo de 1,0 uT durante todo o ensaio. Com a aplicação da cal hidratada junto com o sulfato de alumínio foi possível atingir eficiência de 91 % na remoção de valores de turbidez. A Tabela 01 abaixo mostra a aumento da eficiência da remoção de turbidez com a adição da cal hidratada, que não foi atingida antes apenas com o aumento da dosagem do coagulante.

Tabela 01 – Valores de dosagem do coagulante, pH e de eficiência na remoção de turbidez (ERT), entre AB e DF, em amostra coletadas durante segundo ensaio ETAPA 2 .

Tempo Ensaio (min)	DSA (mg/L)	pH		E.R.T. (%)
		AB	**DF**	
60	70	7,81	6,37	69,47
300	90	7,49	5,68	46,42
480	100	7,80	5,50	40,35
780	**100***	**7,82**	**6,54**	**89,39**

***** Ponto com aplicação de cal hidratada junto com o coagulante.

Na Segunda bateria ocorreu remoção de organismos e algas com eficiência de 99 %. Atingindo 100 % na água filtrada. A remoção na água decantada, apos o flotador, foi de 96% para cor verdadeira, de até 99% para cor aparente e próximo a 100% para absorvância.

Apos o filtro a remoção de cor verdadeira foi 92%, cor aparente até 99% e absorvância de 100%. Os valores de turbidez foram mantidos abaixo de 5 uT na entrada do filtro.

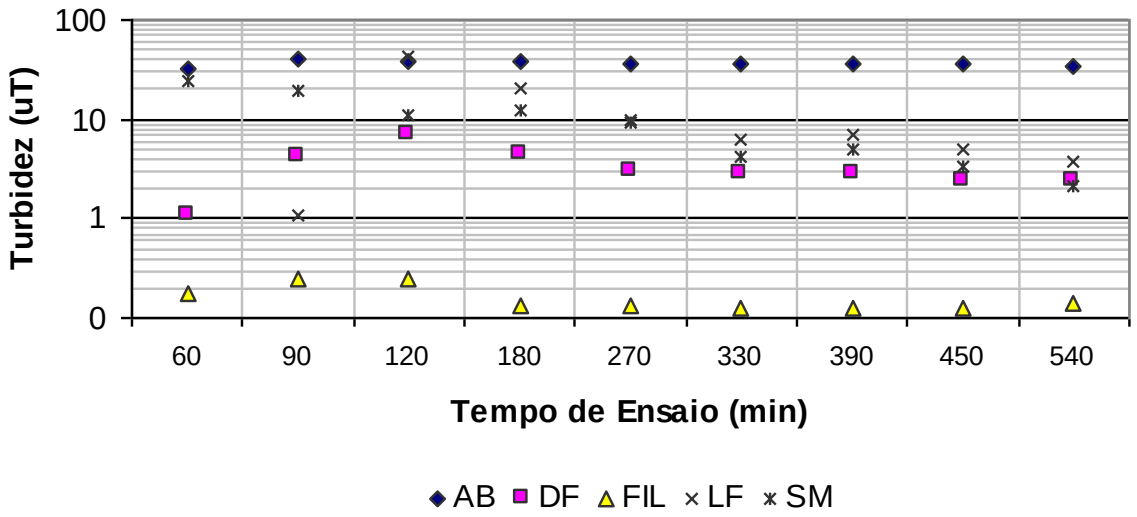


Figura 4 – Valores de turbidez remanescente do segundo ensaio da segunda bateria ETAPA 2. Taxa de 120 m^3/m^2.dia, DSA inicial de 55 mg/L final, recirculação de 15% na unidade de FAD

Etapa 3

Nesta etapa foi utilizada água preparada através da mistura de água de córrego, apresentando turbidez moderada, e de reservatório com concentração elevada de algas. Foram realizadas duas baterias de ensaios. A primeira com turbidez abaixo de 100 uT e a segunda acima de 200 uT. A água continha organismos das classes: Bacillaryophyceae, Chlorophyceae e Cyanophyceae.

Na primeira bateria durante ensaio apresentou valores de turbidez abaixo de 3,0 uT, enquanto que a água filtrada abaixo de 1,0 uT. Com remoção média de 98% de cor verdadeira na água decantada, com remoção média de 95% de cor aparente e de 83% de absorvância. Na água filtrada apresentou 98% de remoção em ensaios de cor aparente.

A remoção de absorvância verificada foi de aproximadamente 80% no efluente da instalação piloto. Ensaios de clorofila-a demonstraram remoção de 82% em água decantada, atingindo 99% na água filtrada**.** Os ensaios de contagem demonstram remoção de 99% de células confirmando os resultados de clorofila demonstrando a eficiência do processo.

Na segunda bateria a água bruta apresentou turbidez acima de 200 uT (Figura 4). Resultados para água decantada apresentaram eficiências de 98, 98, 97, 77 e 93% em remoção de turbidez, cor aparente, cor verdadeira, absorvância e clorofila “a” respectivamente.

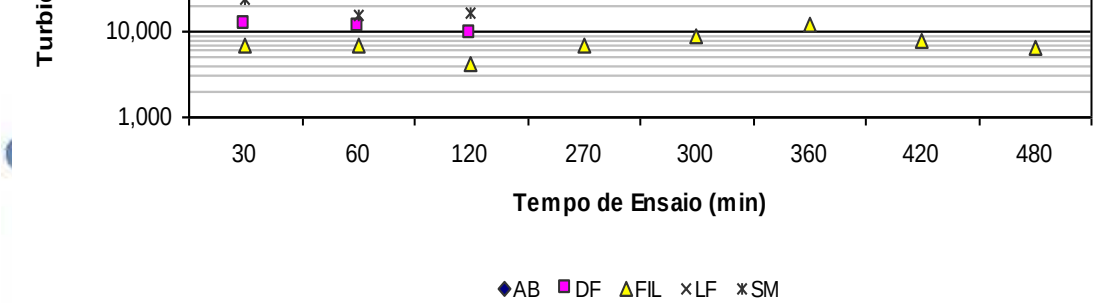


Figura 5 – Valores de turbidez, quarto dia de ensaio, segunda bateria da terceira fase. Taxa de 120 m^3/m^2.dia; DSA de 30-40 mg/L. Recirculação de 15-25% na FAD.

Na água filtrada eficiência de 99% de remoção de turbidez e cor aparente, 85% de cor verdadeira, 66% de absorvância e 98% de clorofila.Nos ensaios de contagem de organismos foi atingida remoção de 97 % na água decantada e 100 % na água filtrada.

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Durante a primeira etapa foi possível obter resultados satisfatórios para o tratamento de água. Sendo o dispositivo limitador de manta eficaz. A unidade de flotação sem eficiência nesta etapa.

Na segunda etapa para atingir resultados satisfatórios foi necessária a adição de cal hidratada. O dispositivo limitador de manta trabalhou de forma eficaz. A unidade de flotação pouco solicitada nesta etapa trabalhou como auxiliar.

Já na terceira etapa resultados satisfatórios foram atingidos na primeira bateria de ensaios, sendo utilizado o dispositivo limitador de manta de forma apropriada. A unidade de flotação funcionou de forma prioritária para remoção de algas e organismos presentes. Na segunda bateria desta etapa apesar e níveis acima dos apropriados a flotação removeu algas e organismos não removidos no floculador de manta de lodo.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Cavazzana, T. L. (2006) *Ampliação de escala de um floco decantador de manta de lodo no tratamento de lodo no tratamento de água de abastecimento.* Dissertação de Mestrado Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista – Unesp. Ilha Solteira

Centurione Filho, P.L.; Di Bernardo, L. (2002) *Coagulação, floculação, flotação e filtração de água proveniente de lago utilizando equipamento de bancada.* In: SIMPÓSIO ÍTALO-BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 6., Vitória. Rio de Janeiro: ABES.

Di Bernardo, L. (1995) *Algas e suas influências na qualidade das águas e nas tecnologias de tratamento.* Rio de Janeiro: Abes - Associação Brasileira Sanitária e Ambiental..

Di Bernardo, L. (2003). *Tratamento de água para abastecimento por filtração direta.* Rio de Janeiro: Prosab. Rio de Janeiro.

Di Bernardo, L.; Di Bernardo, A.; Centurione Filho, P. L. (2002). *Ensaios de tratabilidade de água e dos resíduos gerados em estações de tratamento de água.* São Carlos: Rima. São Carlos.

Libânio, M. (2005). *Fundamentos de qualidade e tratamento de água.* Campinas: Átomo. Campinas

Lobato, S.J.M.; Faitanin, L.; Moreschi, V. (1997) *Implantação do processo de flotação por ar.* In: CONGRESSO BRASILIERO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 19. Foz do Iguaçu. Foz do Iguaçu.

Moruzzi, R.B. (2005) *Avaliação da influencia da distribuição de tamanho de partículas e do binômio velocidade/tempo de detenção na zona de reação no desempenho da flotação com utilização de sonda ultrasônica e técnica de análise por imagem.* 2005. 240 f. Tese de Doutorado, Curso de Engenharia Civil, Departamento de Hidráulica E Saneamento Da Escola De Engenharia De São Carlos, Universidade De São Paulo. São Carlos.

Moruzzi, R.B.; Reali, M.A.P. (2008) *Investigação da coagulação e floculação adequadas para a FAD no tratamento de água com cor aparente moderada e baixa turbidez destinada ao abastecimento público***.** Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Brasil, v. 8, n. 11, p. 55-66. Brasil

Reali, M.A.P.; Santos, S.P. (1996) *Flotação por ar dissolvido em escala piloto com escoamento vertical entre placas para remoção de algas em águas de abastecimento*, In: CONGRESO INTERNACIONAL-AIDIS, 25, 1996, Anais. México.

Tangerino, E.P.; Matsumoto, T.; Dall´Aglio Sobrinho, M. (1998) *Floculador de manta de lodo associado a decantador laminar em tratamento de água.* In: CONGRESSO INTERAMERICANO DE INGENIERÍA SANITÁRIA Y AMBIENTAL, Lima. Anais... Lima [S.n.], 1998. p. 100 - 107. Lima.

Valencia, J.A. (1992) *Teoría y práctica de la purificación del agua.* Colombia: Acodal - Asociacion Colombiana de Ingenieria Sanitaria Y Ambiental, 1992. v.2, 793 p. Colombia.

UTILIZAÇÃO DE MEMBRANAS NA REMOÇÃO DE ARSÉNIO EM ÁGUAS PARA CONSUMO HUMANO

António A.L.S. DUARTE[(1)]; Sara L.C. OLIVEIRA[(2)]; Teresa AMORIM[(3)]

RESUMO

A presença de arsénio nas origens de água para consumo humano é um problema que tem suscitado, a nível mundial, uma preocupação crescente em termos de saúde pública, face às conclusões de vários estudos epidemiológicos que vieram confirmar a potencial acção cancerígena do arsénio nas águas destinadas a consumo humano. Sendo a remoção do arsénio a opção mais frequente para se obter uma água segura para consumo humano, torna-se pertinente o incremento de investigação aplicada visando o desenvolvimento de tecnologias inovadoras de remoção de arsénio, mais eficientes e sustentáveis, nomeadamente para sistemas de abastecimento a pequenos e médios aglomerados populacionais.

A utilização de membranas apresenta-se como uma tecnologia promissora na remoção de arsénio em relação às convencionais, dado evitar quer a adição de reagentes químicos, quer a oxidação prévia do arsenito. Todavia, será necessário desenvolver métodos de remoção alternativos à usual utilização da osmose inversa, que, geralmente, apresenta elevados custos de tratamento, insustentáveis para pequenos sistemas de abastecimento. Assim, pretende-se, neste trabalho, avaliar, através da realização de ensaios laboratoriais, as eficiências de remoção de arsénio por ultrafiltração, microfiltração e oxidação solar, em função da variação dos parâmetros considerados mais relevantes, tendo-se obtido, em condições adequadas, eficiências de remoção superiores a 90%.

PALAVRAS-CHAVE: microfiltração; oxidação solar; remoção de arsénio; tratamento da água de abastecimento; ultrafiltração.

[1] Doutor em Eng.ª Civil, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, Campus de Gualtar, 4710-057 Braga, aduarte@civil.uminho.pt, +351 253 604728

[2] Mestranda em Engenharia Civil da Universidade do Minho, a44512@alunos.uminho.pt

[3] Doutora em Engenharia Química, Professora Associada com Agregação do Departamento de Engenharia Têxtil, Universidade do Minho, Campus de Azurém, 4800 Guimarães mtamorim@det.uminho.pt.

1 INTRODUÇÃO

A presença de arsénio nas águas naturais pode ter ocorrer naturalmente ou resultar de actividades antropogénicas, surgindo, de um modo geral, com maiores concentrações em águas com origem subterrânea (Correia, 2008).

A contaminação das águas para consumo humano tem graves impactos na saúde, tais como, lesões cutâneas (Figura 1), doenças cardiovasculares e hematológicas e perturbações neurológicas quando as populações estão sujeitas a uma exposição ou ingestão prolongada de concentrações elevadas de arsénio (Duarte *et al*., 2009a). Vários estudos epidemiológicos recentemente efectuados têm vindo a confirmar que o envenenamento por arsénio tem efeitos cancerígenos e mutanogénicos.



Figura 1. Lesões cutâneas originadas pela ingestão prolongada de arsénio por via hídrica

O arsénio surge como um dos principais contaminantes das águas para consumo humano, a nível mundial, levando a OMS as entidades legisladoras a definir normas de qualidade cada vez mais restritivas para a salvaguarda da saúde pública (diminuindo o respectivo valor paramétrico de 50 para 10 ppb), face à elevada toxicidade deste constituinte. Como consequência desta alteração legislativa, definição várias captações destinadas ao abastecimento público de água tiveram de ser desactivadas e várias Estações de Tratamento de Água (ETA) existentes necessitaram de uma reformulação significativa do seu esquema ou capacidade de tratamento (Duarte *et al*., 2009b).

O principal objectivo deste trabalho é o de avaliar as eficiências da utilização da microfiltração e ultrafiltração, como tecnologias emergentes de remoção de arsénio em sistemas de abastecimento público de água, à escala laboratorial. As eficiências foram avaliadas em função da variação dos factores considerados mais relevantes para essas eficiências, tais como, o gradiente de pressões, a concentração inicial de arsénio na água, a temperatura, o *pH*, a concentração de ferro e/ou o rácio *Fe:As*.

2 TECNOLOGIAS DE REMOÇÃO DE ARSÉNIO

As tecnologias de remoção de arsénio devem ter em consideração vários critérios técnicos básicos, tais como a aptidão de fornecer sistemas flexíveis com a capacidade de produzir água em quantidades adequadas ao longo das diferentes estações do ano, ter capacidade de adaptação a eventuais alterações climáticas, não causar qualquer efeito adverso ao ambiente e prover uma água com a qualidade física-química e microbiológica legalmente exigida (Duarte *et al*., 2009b).

A presença de concentrações elevadas de arsénio em águas para consumo humano deve ser sujeita a uma análise realizada em duas fases distintas: averiguar a viabilidade de se encontrar uma nova origem de água com a qualidade adequada; não sendo essa uma alternativa viável, deve então proceder-se à instalação de técnicas de remoção de arsénio eficazes e sustentáveis (Garelick *et al.,* 2005).

Actualmente, as tecnologias convencionais mais utilizadas na remoção de arsénio têm por base princípios físico-químicos, tais a coagulação, seguida de filtração, e o amaciamento por adição de cal, apresentando geralmente eficiências inferiores a 90%. Uma vez que estes processos nem sempre são suficientes na redução das concentrações de arsénio nas águas para consumo humano, houve necessidade de se desenvolverem tecnologias mais avançadas, tais como como a permuta iónica, a adsorção com carbonatos de alumínio e a utilização de processos de separação física, por membranas, sendo a mais usual a osmose inversa (Johnston e Heijnen, 2002).

A maior parte das técnicas mencionadas apresentam algumas limitações na sua utilização em ETA. As principais falhas são: a necessidade de adição de produtos químicos à água, necessidade de tratamentos complementares, a produção de grandes volumes de lamas com elevada quantidade de arsénio e por vezes custos de instalação e operação elevados. As técnicas de remoção de arsénio (e outros metais pesados) por membranas constituem uma área de investigação em grande desenvolvimento, apresentando as vantagens de não necessitar de adição de produtos químicos e de se obterem excelentes eficiências de remoção. Porém, os elevados custos unitários destes processos de tratamento tornam praticamente insustentável a sua aplicação em sistemas de abastecimento de água a pequenos aglomerados, muito frequentes em zonas rurais (Duarte *et al*., 2009a).

Várias tecnologias emergentes estão a ser desenvolvidas apresentando eficiências de remoção muito satisfatórias, quer por adaptação de técnicas convencionais (modificação ou aplicação de outros materiais absorventes e/ou introdução de novos agentes de oxidação química do arsenito), quer pelo desenvolvimento de novos processos biológicos.

Neste trabalho foram estudados dois processos de separação, utilizando membranas: a microfiltração e a ultrafiltração, apresentando-se no Quadro 1 as principais características e condições de operação de cada um deles. A microfiltração pode ser aplicada em processos de esterilização bacteriana, de clarificação de vinho e cerveja, na concentração de células, na oxigenação do sangue e na remoção de sólidos em suspensão fina (incluindo bactérias). A ultrafiltração é usualmente utilizada na concentração de proteínas, na recuperação de pigmentos/óleos, na remoção de partículas coloidais, pirogénios e iões metálicos.

Quadro 1. Características do processo de separação por membranas (microfiltração e ultrafiltração

Processo de separação	Força motriz	Material retido	Material não retido
Microfiltração (MF)	Variação de pressão (0,5 a 2 atm)	Material em suspensão fina e bactérias com massa molar superior a 500 kDa (0,01 mm)	Água e sólidos dissolvidos
Ultrafiltração (UF)	Variação de pressão (1 a 7 atm)	Partículas coloidais e macromoléculas com massa molar superior a 5 kDa	Água e sais solúveis de baixa massa molar

O modo de operação das duas membranas é semelhante, consistindo em fazer passar a água através das membranas por acção dum gradiente de pressão. O processo de microfiltração tem como principal vantagem, em relação ao da ultrafiltração, a redução significativa nos respectivos custos de operação (energia e material filtrante).

3 METODOLOGIA DOS ENSAIOS LABORATORIAIS

A instalação laboratorial utilizada neste trabalho de investigação foi disponibilizada pelo Departamento de Engenharia Têxtil da Universidade do Minho, tendo como equipamento principal uma célula descontínua pressurizada e dotada de agitação magnética, com uma capacidade útil de 325 mL (Figura 2). Esta célula (do tipo Amicon – Millipore, modelo 8400) foi concebida para funcionar com membranas de 76 mm de diâmetro e possibilita a agitação contínua da água ao longo do processo de filtração, através duma placa de agitação.



Figura 2. Instalação laboratorial utilizada no processo de separação por membranas

Na célula foram introduzidas três tipos de membranas de polietersulfona: uma de microfiltração (PAN/PVC 30) e duas de ultrafiltração (PM 10 e PM 30). Para remover materiais e/ou possíveis substâncias que possam encontrar-se na superfície ou no interior dos poros da membrana e para a determinação da respectiva permeabilidade hidráulica procedeu-se á indispensável lavagem inicial dos filtros. Todos os ensaios laboratoriais foram realizados mantendo as mesmas condições de operação e adoptando os mesmos procedimentos. As amostras guardadas para posterior análise foram sujeitas à leitura do valor do pH e da condutividade. Caso de as condições de ensaio fossem alteradas, as membranas passavam a ser sujeitas a uma lavagem química, à temperatura ambiente.

Os ensaios de filtração efectuados foram realizados à temperatura de 22º C e com uma agitação constante com velocidade de rotação de 100 rpm, aplicando pressões entre 0,5 e 3 bar, com incrementos de 0,5 bar. Para cada um desses valores da pressão, procedeu-se à determinação da variação de fluxo de permeado ao longo do tempo, através da recolha de amostras de 50 em 50 mL e da medição dos tempos de filtração, correspondentes a cada um destes intervalos. Para uma possível comparação das eficiências da ultrafiltração e microfiltração foi realizado um ensaio sujeito a uma filtração prévia da água, com filtro de 0,45 mm (Figura 3).



Figura 3. Processo de filtração prévia e aspecto final do filtro utilizado

A água utilizada nos ensaios laboratoriais estava contaminada por arsénio e foi recolhida, numa captação subterrânea localizada na freguesia de Arões, concelho de Fafe, pertencente à empresa *Águas do Ave*, *S.A.,* antes de ser submetida a qualquer tratamento. Ao longo de todo o trabalho de investigação foi necessário proceder a três recolhas de água bruta, cujas características (relevantes para este trabalho) estão sintetizadas no Quadro 3.

Quadro 3. Características da água bruta utilizada nos ensaios laboratoriais

Data da recolha	Características da água bruta			
	pH	Condutividade	[Fe] (mg/L)	[As] (ppb)
22.04.2010	6,33	106,9	0	13
31.05.2010	6,82	137,9	0	15
08.07.2010	6,14	218,0	0	9,5

Os reagentes utilizados nestes ensaios laboratoriais foram: o As_2O_5, adicionado à água bruta para aumentar o valor da concentração inicial de arsénio; o $Fe_2(SO_4)_3$, para obtenção de diferentes valores do rácio Fe/As na água bruta (15:1, 20:1, 40:1, 80:1 e 200:1); ácido acético, para diminuição do valor de pH até 5; hidróxido de sódio (Na OH, a 0,1 mol/L), para aumento do valor do pH até 8,5; e ácido nítrico para a conveniente preservação das amostras recolhidas até à sua análise para determinação da concentração final de arsénio, após a utilização das membranas. Essa determinação foi efectuada, recorrendo a espectrofotometria por absorção atómica (EAA), por geração de hidretos (Figura 4).

Para a gama de valores da concentração inicial de arsénio na água bruta utilizada nestes ensaios, não se verificou uma influência sensível deste parâmetro na eficiência de remoção de arsénio utilizando o processo de separação por membranas.

Em laboratório, foram também realizados ensaios de oxidação solar (Figura 5), de acordo com as recomendações do processo SORAS (Wegelin *et al.,* 2000). Os reagentes utilizados neste procedimento foram o ácido cítrico monohidratado (pa), o dióxido de titânio (TiO_2P_{25}), e sulfato férrico $(Fe_2(SO_4)_3)$ e sumo de limão. As amostras recolhidas foram igualmente analisadas recorrendo a EAA por geração de hidretos.



Figura 4. Análise das amostras num espectrofotómetro de absorção atómica, por geração de hidretos



Figura 5. Ensaio de oxidação solar e pormenor do resíduo retido após um ensaio

4 RESULTADOS

4.1 Efeito da variação da pressão de ensaio

Analisando os valores do Quadro 4 é possível verificar-se que as eficiências de remoção de arsénio foram mais elevadas para os valores de 1,5 bar (p1) e 2,5 bar (p3). Todavia, este efeito deve-se, unicamente, ao facto de a célula ser cheia de água duas vezes, uma na pressão p1 e outra na pressão p3.

Quadro 2. Eficiências de remoção de As (%) para um valor da concentração inicial de 15 ppb

Processo		**Pressão**	**p1**	**p2**	**p3**	**p4**
UF	Sem *Fe*	UF1	0	0	0	4
		UF2	5	4	1	2
	Com *Fe*	UF2	57	49	58	48
		Tempo de exposição	**t1**	**t2**	**t3**	**t4**
Oxidação solar (sem UF)	Sem *Fe*	S	16		1	7
	Com *Fe*	S	11		9	13
		C			7	9
		L	10		4	8

Assim, concluiu-se que a pressão de ensaio não teve uma influência relevante nos valores obtidos para a eficiência de remoção. Por isso, foi decidido adoptar, nos ensaios seguintes, uma pressão (constante) de 3 bar, pois permite diminuir significativamente o tempo de filtração (duração do ensaio).

Nestes ensaios iniciais foi ainda possível observar que a adição de ferro à água bruta aumenta consideravelmente as eficiências de remoção de arsénio. Este fenómeno pode ser explicado devido a formação de macromoléculas que reagem com o arsénio, levando a um aumento da sua retenção nas membranas. Foram ainda testados vários tempos de exposição solar (t1 a t4), tendo sido medida a respectiva intensidade de radiação.

4.2 Efeito da variação do pH

O valor de pH exerce um papel fundamental na eficácia da remoção de arsénio das águas, uma vez que influencia a distribuição das espécies de arsénio, a tendência do arsénio para a adsorção de ferro e a formação de partículas de ferro.

Da análise dos resultados das medições efectuadas, que se apresentam (após correcção) no Quadro 5, constata-se que as melhores eficiências de remoção de arsénio ocorreram para os valores mais baixos do pH. Para o valor de 8,5 do pH, os resultados obtidos revelam uma eficiência de remoção muito baixa, pelo que esses valores já não constam dos resultados apresentados no Quadro 6, relativos ao efeito do valor do pH nas eficiências de remoção de arsénio por utilização de membranas.

Quadro 5. Concentrações finais de arsénio medidas em amostras com diferentes pH

Amostra	**[As] (µg/L)** (medido)	Desvio padrão da medição	**[As] (µg/L)** (corrigido)
A	8,017	6,96	5,8
B	1,160	4,85	0,6
C	17,603	5,42	12,0
D	9,121	8,75	6,2
E	2,932	7,56	1,5
F	1,990	(elevado)	1,1
G	18,005	7,89	12,3

Quadro 6. Eficiências de remoção de As (%) em função do valor do pH, para a concentração inicial de 15 ppb (rácios de Fe/As de 40:1 e 80:1)

Processo	Retenção	Pressão	**pH = 5**		**pH entre 6 e 7**	
UF	10 kDa	p4	62	**96**	21	59
MF	300 kDa	p2	**90**	**93**	19	

4.3 Efeito da variação do *rácio Fe:As*

Da análise dos resultados apresentados no Quadro 7, verifica-se que os melhores valores das eficiências de remoção de arsénio ocorreram para os maiores valores *dos rácios Fe:As* (80:1, 100:1 e 200:1).

Quadro 7. Concentrações finais de arsénio medidas em amostras com diferentes *rácios Fe:As*

Amostra	**[As] (µg/L)** (medido)	Desvio padrão da medição	**[As] (µg/L)** (corrigido)
1	8,017	6,96	5,8
2	1,160	4,85	0,6
3	3,084	15,97	1,6
4	1,658	(elevado)	0,8
5	0,502	(elevado)	0,3
6	1,763	19,39	0,9
7	2,932	7,56	1,5
8	1,990	(elevado)	1,1
9	2,402	(elevado)	1,2
10	0,419	(elevado)	0,2

Assim, para uma dada concentração inicial de arsénio na água bruta, a diminuição da percentagem de remoção de arsénio (Quadro 8) para as concentrações mais baixas de ferro pode dever-se à carência de ferro para a adsorção adequada de arsénio ou à redução da capacidade de oxidação do ferro necessária para converter o arsenito em arsenato

Quadro 8. Eficiências de remoção de As (%) em função do rácio Fe:As, para uma concentração inicial de 15 ppb (valores de pH = 5)

Processo	Retenção	Pressão	**40/1**	**80/1**	**100/1**	**200/1**
UF	10 kDa	p4	62	**96**	88	**94**
UF	30 kDa	p4			**98**	**93**
MF	300 kDa	p2	90	**93**	90	**98**

A realização de uma filtragem prévia da água bruta revelou-se eficaz na melhoria das eficiências de remoção de arsénio, mesmo sem a utilização posterior de membranas verificando-se uma remoção superior a 60%, para o rácio As:Fe de 80:1

4.4 Condições ideais de aplicação das tecnologias em análise

Após a análise dos resultados globais obtidos em função da variação dos valores dos factores seleccionados como mais relevantes quanto á sua influência na eficiência de remoção de arsénio pelas tecnologias aplicadas neste estudo, foi possível elaborar o Quadro 9 que pretende evidenciar as condições ideias de aplicação de cada uma dessas tecnologias.

A utilização da membrana de ultrafiltração (PM 10) apresenta excelentes valores de eficiência de remoção de arsénio. No entanto, as membranas utilizadas na microfiltração e ultrafiltração (PM 30) também conduziram a resultados bastante satisfatórios, havendo, desta forma a possibilidade da escolha das membranas mais apropriadas ao tratamento pretendido, com a vantagem de uma eventual redução de custos significativa quando aplicada à escala real.

Quadro 9. Eficiências de remoção de As (%) das várias tecnologias utilizadas (com adição de ferro e uma pressão de ensaio de 3 bar)

Tecnologia	Condições ideais	Remoção de *As* (%)
Microfiltração	pH = 5 Rácio *Fe:As* = 40:1 ou 80:1	90 - 93
	pH de 6 a 7 Rácio *Fe:As* = 200:1	98
Ultrafiltração (PM 10)	pH de 5 Rácio *Fe:As* = 80:1	96
	pH de 6 a 7 Rácio *Fe:As* = 200:1	94
Ultrafiltração (PM 30)	pH de 6 a 7 Rácio *Fe:As* = 200:1	93
	pH de 6 a 7 Rácio *Fe:As* = 80:1 com pré-filtração(0,45 mm)	88
Pré-tratamento (filtração prévia)	pH entre 6 e 7 Rácio *Fe:As* = 80:1 Filtros 0,45 mm	60

5 CONCLUSÕES

Da análise dos resultados obtidos neste trabalho de investigação sobre a eficiência de remoção de arsénio pela utilização de membranas pode concluir-se que:

- A eficiência não é sensível à variação da pressão de ensaio. Conclusão semelhante já tinha sido obtida noutros trabalhos de investigação sobre micro e nanofiltração (Caniyilmaz, 2005; Lazarova, 2009);
- A eficiência aumenta para valores do pH inferiores a 7;
- No caso da microfiltração, a diminuição do valor do pH faz com que a mesma eficiência de remoção possa ser obtida com menores valores do rácio *Fe:As*. Além disso, os resultados parecem indiciar que a remoção de arsenito é mais sensível aos valores do pH;
- Para um dado valor do pH, o aumento do rácio *Fe:As* favorece o aumento da eficiência de remoção de arsénio;
- A utilização da membrana de ultrafiltração (PM 10) apresenta excelentes valores de eficiência de remoção de arsénio. No entanto, as membranas utilizadas na microfiltração e ultrafiltração (PM 30) também conduziram a resultados bastante satisfatórios.

As águas utilizadas neste estudo não apresentavam valores de ferro, pelo que foi necessário adicionar esse constituinte em laboratório. No entanto este fenómeno normalmente não se verifica em águas subterrâneas, podendo obter-se as eficiências de remoção desejadas apenas com o ferro já existente na água bruta.

A metodologia utilizada de recorrer à realização de experiências piloto em laboratório revela-se adequada à necessária optimização dos processos e respectivas condições de aplicação, de modo a reduzir os custos de implementação das tecnologias de tratamento à escala real e a aumentar a probabilidade de sucesso das soluções preconizadas em função das características da água bruta a tratar.

SIMBOLOGIA

OMS – Organização Mundial de Saúde
C – Citrato
L – Sumo de limão
S – Oxidação solar
UF – Ultrafiltração
UF1 – Ultrafiltração com membrana com biofilme
UF2 – Ultrafiltração com membrana limpa
MF – Microfiltração
SORAS – Solar Oxidation and Removal of Arsenic

kDa – quilodalton
mol/L – molaridade
ppb – partes por bilião
rpm – rotações por minuto

AGRADECIMENTOS

Agradece-se às Águas do Ave, SA, em especial à Eng.ª Lara Castro, ao Departamento de Eng.ª Têxtil da Universidade do Minho, ao Prof. Doutor Rui Boaventura (FEUP) e à Eng.ª Liliana Pereira (FEUP) os seus preciosos contributos, que tornaram possível o desenvolvimento deste trabalho de investigação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Correia, C. S. H. (2008). Contribuição para a Análise da Presença de Arsénio em Aguas de abastecimento e sua remoção por precipitação química. Tese de mestrado em Engenharia do Ambiente - perfil sanitária, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de ciências e tecnologia.

Duarte, A.A.L.S., Cardoso, S.J.A., Alçada, A.J. (2009a). Emerging and innovative techniques for arsenic removal applied to a small water supply system. *Sustainability Journal*, Ed. MDPI-Multidisciplinary Digital Publishing Institute, Basileia, Suiça, **1** (4), pp. 1288-1307.

Duarte, A.A.L.S., Cardoso, S.J.A., Alçada, A.J. (2009b). Remoção de Arsénio em Sistemas de Abastecimento de Água. Um caso de Estudo. *Águas & Resíduos*, **9**, pp. 28-37.

Garelick, H.; Dybowska, A.; Valsami-Jones, E.; Priest, N.D.(2005). Remediation technologies for arsenic contaminated drinking waters. *J Soils & Sediments*, **5**, (3), pp. 182-190.

Johnston, R., Heijnen, H. (2002). *Safe water technology for arsenic removal*. Disponível em: <http://www.unu.edu/env/Arsenic/Han.pdf>.

Wegelin, M., Getcher, D., Hug, S., Mahmud, A. (2000). SORAS – a simple arsenic removal process. Em *Water, Sanitation and Hygiene: Challenges of the millennium*, 26th WEDC Conference.

Caniyilmaz, S. (2005). *Arsenic Removal from Groundwater by Fe-Mn Oxidation and Microfiltration.* MSc Thesis, University of Pittsburgh, USA.

Lazarova, Z. (2009). Removal of Arsenic from Drinking Water by Nanofiltration. METEAU, Austrian Research Centers GmbH – ARC Department WATER.

VISÕES E PERSPECTIVAS DO USO DO *BALANCED SCORECARD* NAS ENTIDADES GESTORAS DE ÁGUAS E RESÍDUOS

Carlos MARQUES(1); António J. MONTEIRO(2)

Palavras-chave: Gestão estratégica; Indicadores de desempenho; *Balanced Scorecard;* gestão de activos; gestão patrimonial de infra-estruturas; metodologias de apoio à decisão.

RESUMO

Com o objectivo de promover a eficiência nas entidades gestoras do sector foi promulgado recentemente um novo regime jurídico dos serviços municipais de abastecimento público de água, de saneamento de águas residuais urbanas e de gestão de resíduos urbanos (Decreto-Lei nº 194/2009) que veio confrontar as entidades gestoras abrangidas com um conjunto de obrigações que constituem, simultaneamente, um desafio e uma oportunidade para a respectiva gestão.

Apesar de todas as entidades do sector prestarem um serviço de interesse geral actuando num ambiente de monopólio natural, até recentemente só as entidades gestoras em regime de concessão do serviço é que estavam sujeitas a regulação. A nova legislação veio universalizar a regulação a todas as entidades gestoras, que passam a estar sujeitas à regulação da Entidade Reguladora do Sector de Águas e Resíduos (ERSAR), independentemente do seu modelo de gestão. Esta alteração constitui um factor de maior exposição pública de todas as entidades gestoras sector, por estas passarem a ter que apresentar anualmente um conjunto de indicadores que permitem avaliar a adequabilidade da gestão adoptada, permitindo que qualquer cidadão passe a ter um mais fácil acesso a informação auditada, normalizada e comparável sobre a avaliação da qualidade do serviço prestado pelas diferentes entidades gestoras. Para as entidades gestoras vai também permitir uma mais fácil comparação da respectiva eficiência com entidades congéneres.

(1) Economista, Mestre em Gestão de Empresas pela CEPADE da Universidade Politécnica de Madrid, Sócio e Coordenador da área de Gestão Estratégica da Quidgest, Rua Castilho, Nº 63, 6º piso, 1250-068 Lisboa, Portugal, Tel. (+351) 213 870 563, Fax (+351) 213 870 697, cmarques@quidgest.pt

(2) Eng.º Civil, PhD em Engª Civil (IST), Prof. Auxiliar do IST, Sócio gerente da ENGIDRO, Rua Luís Cristino da Silva Lt 248 2º 98E, 1950-172 Lisboa, Portugal, Tel. (+351) 218 310 320, Fax (+351) 218 597 070, a.j.monteiro@engidro.pt.

Ainda de acordo com a recente legislação, as entidades gestoras do sector que sirvam mais de 30 000 habitantes devem promover e manter: a) um sistema de garantia de qualidade do serviço prestado aos utilizadores; b) um sistema de gestão patrimonial de infra-estruturas; c) um sistema de gestão de segurança; d) um sistema de gestão ambiental; e e) um sistema de gestão da segurança e saúde no trabalho.

Todas estas exigências vêm confrontar as entidades gestoras com a necessidade de terem que definir novas estratégias de gestão em que tenham em conta estas novas exigências, de forma a que os indicadores de desempenho passem a fazer parte do seu dia à dia, sejam devidamente monitorizados e permitam a correcção atempada de eventuais desvios. Torna-se essencial que a tradicional "navegação à vista", que ainda é adoptada em muitas entidades gestoras do sector, seja substituída por uma gestão estratégica, com objectivos bem definidos e convenientemente planeados, e que se adoptem ferramentas que facilitem a definição dessa estratégia e a respectiva operacionalização.

O Balanced Scorecard é uma metodologia, desenvolvida por Kaplan e Norton (1992), que permite a definição de mapas estratégicos e a operacionalização da estratégia tendo em conta os objectivos de performance pretendidos cuja implementação em diversas organizações a nível internacional tem tido um enorme sucesso. Pretende-se com este artigo fazer uma análise das potencialidades, implicações e impactos do uso de ferramentas de gestão estratégica, baseadas nesta metodologia, às empresas do sector de águas e resíduos.

Será apresentada uma breve introdução da metodologia do Balanced Scorecard e os resultados de de uma análise efectuada a mais de 100 organizações em Portugal onde esta metodologia foi adoptada (Vital e Santos (2007)).

Apresenta-se também o resultado de algumas reflexões sobre os principais obstáculos expectáveis à implementação desta metodologia e algumas recomendações sobre as ferramentas necessárias que poderão facilitar a definição da estratégia e a respectiva operacionalização.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Kaplan R. S.; Norton, D. (1992). *The Balanced Scorecard – Measures that drive performance*. Harvard Business Review, January-February 1992. pp. 71-79.

Vital, C.; Santos, J. (2007). *O Balanced Scoredcard em Portugal. Case study em mais de 100 organizações.* Quidgest. 23 pp.