Comparação entre modelos simplificados e o modelo HEC-RAS no estudo de áreas de inundação para o caso de Minas Gerais,Brasil

Comparison of simplified models and HEC-RAS in the study of flood areas in Minas Gerais, Brasil

Carlos Eugénio Pereira¹, Maria Teresa Viseu², José Falcão Melo², Tiago Martins³, Marcio Ricardo Salla¹, Kevin Reiny Rocha Mota⁴

¹ Professor, Doutor, Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, Brasil ² Investigador, Doutor, do Núcleo de Recursos Hídricos e Estruturas Hidráulicas do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal ³ Bolseiro de Investigação, Mestre, Núcleo de Recursos Hídricos e Estruturas Hidráulicas do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal ⁴ Bolseiro de mestrado, graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, Brasil

RESUMO: A modelação do processo de propagação de cheias induzidas pela ruptura de barragens baseia-se essencialmente na utilização de modelos de simulação numéricos que permitem reproduzir condições de escoamento não permanente. Tem-se tornado de uso crescente o investimento em modelos simplificados para efectuar análises rápidas que permitam listar por ordem crescente de risco conjuntos de barragens, tirando partido da existência de imagens de satélite dos vales a jusante. Neste trabalho é apresentado um modelo simplificado para estimar a área inundada por cheias geradas pela ruptura de barragens (MS-20S) que foi aplicado a um conjunto de 28 infraestruturas do estado de Minas Gerais do Brasil (LNEC, 2016). É igualmente apresentada uma proposta de melhoria deste modelo simplificado pela introdução de uma rotina de cálculo para modelação do amortecimento de cheias baseada no método de Muskingum-Cunge, que foi aplicada a um conjunto de 8 barragens (LNEC, 2016). Verificou-se que os resultados obtidos em termos das áreas de inundação são identicos, contudo o amortecimento da onda de cheia ocorre de maneira menos acentuada do que na formulação inicialmente utilizada. O artigo faz ainda uma comparação dos resultados obtidos pelos dois modelos simplificados e o modelo HEC-RAS.

Palavras-chave: rotura de barragens; área de inundação; modelos numéricos.

ABSTRACT: Modeling of the dam break floods routing process is primarily based on the use of numerical simulation models that allow reproducing conditions of unsteady flow. A growing use of simplified models has been observed enabling faster analysis with the purpose of sorting the risk within a large set of dams and taking particular advantage of available satellite images of downstream valleys. In this work, a simplified model to estimate the inundated area by dam break flood waves is presented (MS-20S), which was applied to a set of 28 dams in the state of Minas Gerais, Brasil (LNEC, 2016). A proposal to improve this simplified model is also presented, in which a routine calculation that models the flood routing, based on the Musking-Cunge method, was included. This improved model was applied to set of 8 dams (MS-50S) (LNEC, 2016). It was found that the results obtained in terms of inundated areas are identical, however, the resulting full wave damping is less pronounced than in the formulation that was initially used. The paper also includes results of the comparison of the two simplified models and the well-known HEC-RAS model.

Keywords: dambreak; flood prone area; numerical models.

Este artigo é parte integrante da *Revista Recursos Hídricos*, Vol. 38, № 1, 75-90, março de 2017.

© APRH, ISSN 0870-1741 | DOI 10.5894/rh38n1-cti3

1. INTRODUÇÃO

No final da década de 90, o Brasil enfrentou uma grave crise no setor energético. Assim, para acompanhar o crescimento económico e a procura de energia foram criadas diversas políticas de parcerias público-privadas para construção de centrais hidroelétricas. Como consequência direta, assistiu-se nessa década à construção de um conjunto importante de barragens, de que constituem exemplo as grandes centrais hidroelétricas de Jirau e Santo Antônio, no Rio Madeira e de Belo Monte, no rio Xingu.

Para além da construção de grandes centrais geradoras de eletricidade, assistiu-se no cenário nacional ao crescimento do número de Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCH). Estas centrais permitem naturalmente gerar energia com menor impacto ambiental devido à área do reservatório ser mais reduzida. Os estudos destes impactos são naturalmente importantes para a sustentabilidade deste tipo de empreendimentos como também o são os estudos de avaliação dos danos potenciais decorrentes da ruptura da barragem, que podem afetar a população, propriedades, bens materiais e ambientais.

No Brasil, a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e estipula, como um dos instrumentos desta política, o desenvolvimento e a aplicação de um sistema de classificação de barragens. Os critérios gerais do sistema de classificação de barragens foram estabelecidos, posteriormente, pelo Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH) com base em categorias de risco, dano potencial associado e volume do reservatório, através da sua Resolução nº 143, de 10 de julho de 2012 (CNRH, 2012). Para as barragens classificadas como de dano potencial associado alto, este documento legal força os empreendedores a avaliar as consequências adversas no caso de ruptura da barragem, aspecto que obriga à modelação de cheias induzidas e ao mapeamento das zonas de risco a jusante. Atendendo ao elevado número de barragens que caiem dentro desta regulamentação, tal modelação constitui um desafio para todos os profissionais envolvidos e para as diversas entidades competentes na implementação das directivas da PNSB.

Para a análise da onda de cheia gerada pela ruptura de barragens tem-se assistido ao crescimento do número de trabalhos de investigação e ao desenvolvimento de modelos numéricos hidrológicos e hidráulicos (uni e bi dimensionais) baseados nos princípios da conservação da massa, energia e quantidade de movimento. Verifica-se que as equações de Saint-Venant (SWE-Shallow Water Equations) continuam a ser frequentemente utilizadas para modelação do escoamento gerado por ruptura de barragens (Quecedo et al. (2005); Aureli et al. (2008); Prestininzi (2008); Chang et al. (2011) e Mao et al. (2016)). Assiste-se ainda ao incremento de estudos para modelação da ruptura de barragens que fazem uso das equações de Navier-Stokes, nomeadamente na forma de modelos RANS-Reynolds Averaged Navier-Stokes (Quecedo et al. (2005); Ozmen-Cagatay, Kocaman (2011); Marsooli, Wu (2014); Kocaman, Ozmen-Cagatay (2015)). Estes últimos autores fizeram a comparação dos dois tipos de equações na modelação de cheias de ruptura com resultados experimentais obtidos em laboratório e concluíram que o modelo que utiliza as equações RANS apresenta maior concordância do que o modelo com base nas equações SWE. Também têm sido consideradas outras soluções numéricas para este tipo de estudos, destacando-se em particular o desenvolvimento mais recente de modelos que utilizam esquemas CFD - Computational Fluid Dinamics - com modelação a 3 dimensões ((Bung (2011) e Fu; Jin (2014)).

De uma forma geral, estes modelos são validados usando dados de casos reais de ruptura de barragens ou resultados obtidos em laboratório. Neste último caso, a medição de velocidades associadas a escoamentos variáveis e rapidamente variados constitui um desafio, tendo-se vindo a assistir à utilização de técnicas de processamento digital de imagens para detectar a propagação da onda de cheia em canais experimentais (Aureli *et al.* (2008), (2010) e Kocaman, Ozmen-Cagatay (2012)).

Para além destes modelos, em fase de desenvolvimento e investigação, existem *softwares* conceptualmente menos robustos

que estão acessíveis para a comunidade técnica e científica, de que constitui talvez o exemplo mais divulgado em termos internacionais o modelo HEC-RAS, (USACE, 2002). Este modelo permite calcular e apresentar graficamente as curvas de regolfo de escoamentos unidimensionais, em regime permanente, lento ou rápido, e em regime variável. Baseiase na solução da equação unidimensional da conservação da energia. As versões mais recentes do modelo HEC-RAS incluem algoritmos para modelar rupturas de barragens que consideram o alargamento da brecha ao longo do tempo.

Por outro lado, tem-se igualmente tornado de usocrescenteaapostaemmodelossimplificados para efectuar análises rápidas e/ou ordenar em termos de risco conjuntos com um número considerável de barragens, tirando muitas vezes partido de formulações simplificadas e programas mais acessíveis como Google Earth ou sistemas de informação geográfica opensource. Nos modelos simplificados, a onda de cheia gerada pela ruptura de uma barragem é usualmente estimada por meio de equações empíricas, sendo o nível máximo de água nas seções a jusante da barragem calculado em função do pico de caudal nessas seções, o que substitui a simulação numérica do escoamento ao longo do vale de inundação. Embora envolvam graus de incerteza que podem ser significativos, os resultados dos modelos simplificados constituem um auxílio precioso na estimativa do nível máximo da inundação e têm-se revelado frequentemente coerentes quando comparados com os que resultam de modelos mais complexos.

Constitui um exemplo deste tipo de ferramenta, o modelo simplificado desenvolvido no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Este modelo (MS-20S), descrito em Melo *et al.* (2015), surgiu da necessidade de se analisar num curtíssimo intervalo de tempo mais de uma centena de barragens sob a jurisdição da Agência Nacional de Águas (ANA) do Brasil. Este modelo baseia-se em equações empíricas que constam de estudos de diversos autores (citados em Pierce *et al.* (2010)), que permitem estimar o caudal máximo gerado em função da altura da barragem, do volume do reservatório ou da combinação de ambos. O uso destas características torna o cálculo mais simples, uma vez que constituem variáveis conhecidas *a priori*. O modelo tira ainda partido da existência de imagens satélite dos vales a jusante por forma a permitir definir mapas de inundação e classificar o nível de risco associado à ruptura de barragens.

2. MODELOS

2.1. Modelo baseado em equações empíricas (MS-20S)

O modelo simplificado MS-20S foi desenvolvido no LNEC no âmbito de um estudo para a Agência Nacional de Águas (ANA), do Brasil, para estudo das áreas de risco a jusante de 108 barragens sob jurisdição desta agência. No presente trabalho, o modelo, que se baseia na definição de duas variáveis principais (o caudal máximo ou de pico nas várias secções de cálculo e a distância máxima de cálculo) foi aplicado a um conjunto de 28 barragens do estado de Minas Gerais (Melo *et al.*, 2015).

O valor do caudal máximo na seção da barragem é dado pelo maior valor encontrado entre as equações (1) e (2), sendo a primeira proposta por Froehlich (1995) e a segunda pelo Army Corps of Engineers dos Estados Unidos da América (USACE).

$$Q_{max} = 0,607 \, V^{0,295} H^{1,24} \tag{1}$$

$$Q_{max} = 0,0039042 \, V^{0,8122} \tag{2}$$

em que:

 Q_{max} : Caudal máximo na brecha (m³/s);

V: volume de água acima da brecha no momento da falha (m³);

H : profundidade de água acima da brecha no momento da formação (m).

O caudal nas diversas seções a jusante da barragem sofre atenuação decorrente das características do vale em termos da forma e geometria do rio, da capacidade de armazenamento, da rugosidade das áreas

Carlos Eugénio Pereira et al.

inundadas e da presença de rios tributários e de obstáculos, tais como pontes e represas. Para a avaliação da atenuação da onda de cheia, o modelo MS-20S considera 20 secções de cálculo e utiliza a expressão (3) proposta pelo US BUREC (*United Station of Bureau Reclation*, 1989), adaptada para reservatórios com capacidade acima de 6,2 hm³. Nesta expressão, o caudal máximo numa dada secção depende apenas do caudal de pico e da distância, *x*, a que esta seção se encontra da barragem.

$$Q_x = Q_{max} \, 10^{-0.02143.x} \tag{3}$$

em que:

 Q_x : caudal máximo na distância x a jusante da barragem (m³/s);

 Q_{max} : caudal máximo na brecha junto a seção da barragem (m³/s);

x : distância entre a seção transversal e a barragem (km).

Para os reservatórios com capacidade inferior a 6,2 hm³, o modelo adota a proposta que consta de *Dams Sector* (2011), a qual é expressa pela equação (4), sendo função do pico de caudal na seção da barragem, da distância em relação a esta e da capacidade máxima do reservatório.

$$\frac{Q_x}{Q_{max}} = a e^{b.x}$$

$$a = 0,002 Ln(V_{max}) + 0,9626$$

$$b = -0,20047 (V_{max} + 25000)^{-0,5979}$$
(4)

em que:

x : distância entre a seção transversal de cálculo e a seção da barragem (m);

 V_{max} : volume máximo do reservatório (m³);

 Q_{max} : caudal máximo efluente da brecha (na seção transversal da barragem) (m³/s);

 Q_x : caudal máximo na secção transversal de cálculo (à distância *x* da barragem) (m³/s).

Uma outra questão a considerar, quando se pretende simular a propagação da cheia

induzida ao longo de um vale, é definir até onde se deverá estender o cálculo da propagação da cheia, ou seja, estabelecer o critério de fixação da fronteira de jusante que se deverá adotar. Note-se que os critérios mais adequados para a fixação desta fronteira são os que se baseiam nas fronteiras físicas, ou seja, a foz do rio no oceano, a secção de confluência com outro rio de maior dimensão ou uma albufeira a jusante. No caso do modelo simplificado MS-20S, a distância máxima de modelação no vale do rio a jusante é determinada por uma equação semi-empírica desenvolvida por Melo et al. (2015) que se baseia em estudos estatísticos feitos por Graham (1999). Para o caso de se ter um reservatório com volume máximo, V_{máx}, igual ou inferior a 1000 hm³, esta expressão é a sequinte:

$$D_{max} = 8,870 \, 10^{-8} \, V_{max}^3 - 2,602 \, 10^{-4} \, V_{max}^2 + +2,648 \, 10^{-1} \, V_{max} + 6,737$$
(5)

em que:

 D_{max} : distância máxima de modelação no vale do rio a jusante (km);

 V_{max} : volume máximo do reservatório (hm³).

Para barragens com volume máximo superior a 1000 hm³, dever-se-á considerar $D_{max} = 100 km$.

Após o cálculo destes parâmetros, iniciase o processo para obtenção de dados referentes às caraterísticas topográficas do terreno nas seções transversais a jusante da barragem. Este processo é desenvolvido em SIG numa sequência de passos de pré e pós processamento de informação topográfica no sentido de alimentar a folha de cálculo do modelo simplificado, descrito que se descreverá em 2.3.

2.2. Modelo MS-50S baseado no método de Muskingum-Cunge (MS-50S)

A versão mais recente do modelo simplificado, modelo MS-50S (LNEC, 2016), surgiu da necessidade de adotar uma metodologia conceptualmente mais correcta para simular o amortecimento do escoamento da onda de cheia a jusante da barragem. Faz, em particular, uso do método de Muskingum-Cunge para simular a propagação da onda de cheia a jusante, em alternativa à equação de amortecimento empírica que consta de Melo *et al.* (2015). Nesta nova versão do modelo simplificado, que foi aplicada a um conjunto de oito barragens, também se ampliou a distância a jusante para análise das consequências da onda de cheia gerada pela ruptura da barragem, considerando 50 secções transversais de cálculo.

O uso do método de Muskingum-Cunge é vantajoso pois não necessita de dados hidrológicos para a sua calibração e as informações necessárias para iniciar os cálculos são de fácil obtenção. O método baseia-se nos trabalhos de Cunge (1969) (citado por Ponce (1989)). De acordo com estes autores, num canal ideal, como exemplificado esquematicamente na Figura 6, o trecho do rio analisado é dividido em intervalos de espaço (Δx).

Os coeficientes de amortecimento são função dos intervalos de espaço (Δx) e tempo (Δt), da celeridade da onda (c) e do fator X, conforme as equações de (6) a (8).

$$C_{0} = \frac{c\left(\frac{\Delta t}{\Delta x}\right) - 2X}{2\left(1 - X\right) + c\left(\frac{\Delta t}{\Delta x}\right)}$$
(6)

$$C_{1} = \frac{c\left(\frac{\Delta t}{\Delta x}\right) + 2X}{2\left(1 - X\right) + c\left(\frac{\Delta t}{\Delta x}\right)}$$
(7)

$$C_{2} = \frac{2(1-X) - c\left(\frac{\Delta t}{\Delta x}\right)}{2(1-X) + c\left(\frac{\Delta t}{\Delta x}\right)}$$
(8)

A celeridade da onda (*c*), o valor do fator *X* e o comprimento do trecho (Δx) podem ser calculados pelas equações de (9) a (11):

$$c = \frac{5}{3} \frac{I_0^{0,3} Q^{0,4}}{B^{0,4} n^{0,6}}$$
(9)



Figura 1. Trecho esquemático do rio a jusante da barragem

$$X = 0,5 \left[1 - \frac{Q}{I_o \ B \ c \ \Delta x} \right]$$
(10)

$$\Delta x = 0,5 \ c \ \Delta t \left\{ 1 + \left[1 + \frac{1,5 \ Q}{\left(c^2 \ I_o \ \Delta t\right) B} \right]^{0,5} \right\}$$
(11)

em que:

c : celeridade da onda cinemática (m/s);

I_a: declividade transversal do terreno (m/m);

Q: caudal máximo na crista da barragem (m³/s);

B : relação entre a área molhada e a larguramina de água (m);

n : coeficiente de rugosidade de Manning;

 Δx : comprimento do trecho (m);

 Δt : intervalo de tempo da computação.

Na aplicação deste método, um dos dados de entrada é o hidrograma afluente. Considerou-se um hidrograma triangular, conforme a Figura 2, com o caudal máximo igual ao caudal de pico na barragem, calculado conforme o método simplificado com 20 seções. O tempo de esvaziamento é função do volume do reservatório e do caudal de pico. Esse tempo foi considerado igual ao tempo de base do hidrograma, e calculado conforme a equação (12).

$$t_{esv} = \frac{2V}{Q_p \ 60} \tag{12}$$

Em que:

 t_{esv} : é o tempo de esvaziamento do reservatório (minutos);

V: é o volume do reservatório (m³);

 Q_p : é a caudal de pico (m³/s).



Figura 2. Hidrograma de cheia afluente adotado.

O tempo de pico é dado conforme a equação (13), sendo função do volume e da altura do reservatório.

$$t_p = 0,1524 \, \frac{V^{0.53}}{H^{0.9}} \tag{13}$$

Em que:

 t_p : é o tempo de pico do hidrograma (minutos); H: é a altura da barragem (m).

Na aplicação do método de Muskingum-Cunge, Fread (1993) recomenda que o intervalo de tempo (Δt) seja definido conforme a equação (14).

$$\Delta t = \frac{t_{pico}}{5} \tag{14}$$

Para a resolução de problemas pelo método de Muskingum-Cunge, Ponce (1989) recomenda a consideração de valores pequenos para os intervalos de espaço (Δx) e tempo (Δt). Recorreu-se, assim, ao número de Courant, dado pelas equações (15) e (16), que relaciona a celeridade da onda e os intervalos de tempo e espaço. Segundo McCuen (1996), e para evitar dispersão, o número de Courant deve apresentar um valor sempre inferior e próximo de 1.

$$C = c \left(\frac{\Delta t}{\Delta x} \right) \tag{15}$$

$$C = V_w \left(\frac{\Delta t}{\Delta x} \right) \le 1 \tag{16}$$

Observa-se que as equações anteriores são função da velocidade da onda e dos intervalos de tempo e espaço, conforme as equações (17) e (18).

$$V_{w} = \frac{dQ}{dA}$$
(17)

$$\Delta t \le \frac{\Delta x}{V_w} \tag{18}$$

Em que:

C : número de Courant;

 Δt : passo de tempo (segundos);

 V_w : velocidade da onda (feet/segundos).

A equação (19) é a razão de difusão (*D*), definida como a relação entre a difusão hidráulica e a difusividade.

$$D = \frac{Q}{I_0 \ b \ c \ \Delta x} \tag{19}$$

Em que:

b : relação entre a área molhada e a lâmina de água (m);

Na estimativa do espaçamento máximo da seção transversal, pode adotar-se a equação de Samuels (1989) ou a equação de Fread (1993), apresentadas respectivamente pelas equações (20) e (21).

$$\Delta x \le \frac{0.15.D}{I_0} \tag{20}$$

$$\Delta x \le \frac{c.T}{20} \tag{21}$$

em que:

 Δx : espaçamento da seção transversal (*feet*);

D: profundidade média do leito do rio (feet);

*I*₀: declividade do leito (*feet/feet*);

c : velocidade da onda (*feet*/segundo);

T : tempo de ascensão do hidrograma (segundos).

É recomendado que a soma dos números de Courant e da razão de difusão seja superior à unidade.

Assim, obtêm-se os hidrogramas de cheia nas secções a jusante da barragem (nos intervalos espaciais definidos), sendo possível construir um gráfico do caudal de pico em função da distância à barragem (exemplo na Figura 3).

2.3. Pré e pós processamento com recurso a sistemas de informação geográfica (SIG)

O mapeamento da área inundada tem como base a utilização de ferramentas em ambiente SIG e pressupõe duas fases distintas. Na primeira fase (de pré processamento) é produzida informação vetorial de base que integrará a informação topográfica disponível e que terá como objetivo representar o vale a jusante da barragem afetada. A segunda fase (pós processamento) consiste em integrar o nível máximo calculado no modelo simplificado e produzir uma superfície de cheia que será ultimamente confrontada com a topografia, definindo-se os limites da área afetada.

2.3.1. Pré processamento

O procedimento de pré-processamento passa numa primeira fase pela vectorização da linha de água. Este procedimento pode ser feito em ambiente SIG ou em programas como o Google Earth e deverá ter como base fotografia aérea ou de satélite do terreno devidamente georrefenciada, cartografia a diferentes escalas ou Modelos Digitais do Terreno (MDT). O vector correspondente à linha de água deverá iniciarse imediatamente a jusante da barragem e o processo de vectorização deverá estender-se até uma distância consideravelmente superior à distância máxima a jusante da área afetada pela ruptura da barragem (D_{max}).

Numa segunda fase, a linha de água vectorizada deverá ser suavizada com recurso a procedimentos automáticos integrados em ferramentas SIG ou manualmente, numa extensão igual a D_{max} . A linha suavizada obtida tem como objectivo representar o eixo



Figura 3. Caudal de pico em função da distância a jusante da barragem. PCH Areia Branca, localizada em 205920,85mE, 7828777,79mS.

Carlos Eugénio Pereira et al.

da linha de água, permitindo que as seções perpendiculares ao sentido do escoamento possuam uma sobreposição mínima através da atenuação dos ângulos acentuados e por consequência de grandes variações no sentido de escoamento, em particular em linhas de água meandriformes (Figura 4). O procedimento de suavização da linha de água poderá ser um processo iterativo em que o utilizador ajusta os parâmetros de suavização até produzir o resultado que considere aceitável na sobreposição das secções perpendiculares. Na generalidade dos casos o algoritmo de suavização PAEK (Polynomial Approximation with Exponential Kernel) com uma tolerância de 2000 m permite obter linhas de água suavizadas representativas do traçado original.



Figura 4. Detalhe da linha suavizada (a azul claro) produzida automaticamente através da vectorização da linha de água (azul escuro).

O posicionamento das secões perpendiculares ao escoamento pode ser feito automaticamente em ambiente SIG ou manualmente por manipulação topológica de vetores (linhas). O espaçamento entre si deve ser sempre igual e definido em função da extensão da linha de água suavizada, sendo dispostas em ângulo reto relativamente a esta. Deve ainda assegurarse que a extensão das seções permite abranger toda a área de inundação, possuindo uma extensão muito próxima da largura máxima do vale a jusante na área de análise. Para que mais facilmente se possa recorrer a procedimentos automáticos SIG, a extensão das seções deverá ser sempre igual em todas elas (Figura 5a). Sobre as seções deverão ser posicionados pontos igualmente espaçados entre si e em igual número por seção, assegurando-se uma densidade de pontos que permita recriar o perfil do vale com razoável detalhe (Figura 5b). No sentido de se evitarem erros topológicos e agilizar este procedimento deverá recorrerse a ferramentas SIG para o posicionamento automático de pontos conforme os parâmetros

(espaçamento e número de elementos por

seção) definidos pelo utilizador. A mancha de pontos resultante deve ser então confrontada com a informação topográfica disponível. Deve ter-se em conta os seguintes factores no que toca à informação topográfica de base: deverá ser contínua, coerente e possuir um nível de detalhe suficientemente grande para que o vale seja representado. Não existindo levantamentos topográficos de precisão do vale a jusante, poderão utilizarse MDT que se encontrem disponíveis. Atualmente, grande parte do globo terrestre está coberta pela missão SRTM (Shuttle Radar Topography Mission), que produziu modelos digitais de terreno no formato matricial de 30 metros de resolução - 1 arco-segundo (https://lta.cr.usgs.gov/SRTM1Arc).

A confrontação, através de procedimentos de interpolação, do MDT com a mancha de pontos permite obter a cota altimétrica ponto a ponto em cada seção. Esta informação será então importada para uma folha Excel onde se irá proceder ao cálculo hidráulico, por recurso às equações 1 a 4.

2.3.2. Pós processamento

Com os resultados alcançados do nível máximo em cada seção transversal, volta-se ao ambiente SIG para opós processamento da informação. À informação vetorial referente às seções perpendiculares ao sentido de escoamento, produzida na fase de pré processamento, fazse associar o nível máximo calculado. Esta será a informação, de base para produção de uma superfície de inundação do tipo rede triangular



Figura 5. (a) Seções perpendiculares ao escoamento dispostas sobre a linha de água suavizada; (b) mancha de pontos posicionados regularmente sobre as seções perpendiculares.

irregular (TIN) com base na ferramenta de triangulação (Figura 6a).

Posteriormente procede-se à confrontação desta superfície com a informação topográfica do vale a jusante, com recurso a ferramentas SIG. Este procedimento consiste no cálculo da diferença de cotas topográficas entre a superfície de inundação com a superfície topográfica do vale. Por questões de compatibilização da informação, propõe-se que a superfície topográfica (por exemplo o MDT) se encontre também no formato TIN.

A ferramenta SIG devolverá as áreas em que as cotas são positivas, i.e. onde a água está efectivamente acima do terreno, produzindo um polígono correspondente à área inundada (Figura 6b).

Como se pode observar na Figura 6b, no processo de delimitação da área inundada por diferença entre a superfície inundação e a topografia do vale a jusante podem ocorrer níveis elevados de onda de cheia nos vales afluentes. Esta extensão da onda de cheia deverá ser corrigida (Figura 7b).

Considerando que a superfície de inundação resulta da altura máxima de inundação por seção, as alturas máximas de inundação nessa superfície são maiores a montante e menores a jusante. Na realidade, o vale afluente só será inundado com uma cota situada entre a nível de inundação da seção imediatamente a montante e a seção imediatamente a jusante da área de intersecção com o vale principal. Assim procede-se manualmente ao ajuste das seções conforme a disposição dos vales afluentes, evitando que ocorram sobreposições de seções com níveis de inundação mais elevados que aquele que ocorre na área de intersecção entre o vale afluente e o vale principal (Figura 7a).

As modificações das seções obrigam à repetição do procedimento de criação de uma nova superfície de inundação (TIN) e consequentemente uma nova confrontação com a topografia do vale a jusante, produzindo-se um polígono referente à área inundada devidamente corrigido (Figura 7b).

Situações em que se observam manchas desligadas da área de inundação, tal como observado na Figura 7b, devem ser corrigidas. Estas manchas, que representam polígonos, podem ser eliminadas manualmente, obtendo-se um limite único da área de inundação, *i.e.* uma área contínua ao longo do vale a jusante.



Figura 6. (a) Superfície produzida com base nos níveis máximos por seção perpendicular; (b) Área de inundação decorrente da confrontação da superfície do nível de cheia.



Figura 7. (a) Seções perpendiculares ajustadas/corrigidas; (b) Área de inundação ajustada/corrigida.

3. CASOS DE ESTUDO

3.1. Considerações iniciais

O caso de estudo abrange um número importante de barragens do estado de Minas Gerais, no Brasil. Numa primeira fase foram identificadas 64 barragens, seleccionadas por se afigurarem de risco elevado, de acordo com a metodologia que consta da Resolução nº 143 de 2.012. No entanto, por um lado, verificouse não estarem disponíveis informações para um conjunto importante destas barragens e, por outro, constatou-se que o volume do reservatório é, também para algumas destas estruturas, muito pequeno. Assim, a modelação da cheia de ruptura empreendida no âmbito do presente estudo envolveu:

- 28 barragens, no caso do modelo MS-20S;
- 8 barragens, no caso do modelo MS-50S; que representam apenas aquelas onde existem a jusante aglomerados com mais de 100 edificações, respectivamente as UHE Machado Mineiro e Cajuru bem como as PCH Peti, Ivan Botelho III, Areia Branca, Pipoca, Brito e Melo Viana;
- 3 barragens (representando reservatórios de três tipos: grande, médio e pequeno volume armazenado) no caso do modelo HEC-RAS.

3.2. Comparação entre os resultados dos modelos simplificados MS-20S e MS-50S

A Tabela 1 mostra alguns resultados obtidos pelos dois modelos simplificados utilizados

neste estudo e a Figura 8 apresenta a delimitação das áreas de inundação para o caso da PCH Ivan Botelho III.

Os resultados apresentados na Tabela 1 mostram um pequeno aumento na área de inundação na modelação com o modelo MS-50S, as diferenças estando compreendidas entre 18,4% (UHE Cajuru) e 1,5% (PCH Brito). A PCH Peti foi a única que apresentou uma menor área de inundação (em 3,6%) para o modelo PS-50S, divergindo dos demais resultados. Observa-se ainda que a diferença entre os valores das áreas inundadas aumenta quando os volumes dos reservatórios são maiores (casos das UHE's de Machado Mineiro e Cajuru).

O alcance das áreas de inundação dos dois modelos são diferentes, pois a distância de simulação para o método MS-20S é definida conforme a equação (5), limitada ao máximo de 100 km, enquanto, no método MS-50S, não existem restrições a essa distância. Na região de aplicação comum aos modelos MS-20S e MS-50S, verificou-se que a diferença entre as áreas foi próxima de 6%, que se justifica pelo facto dos métodos de amortecimento da onda de cheia serem diferentes. Visualmente não se observam diferenças nos resultados obtidos pelos dois modelos na área comum de modelação (vide Figura 8).

A nova versão do modelo simplificado foi, como descrito anteriormente, implementada também para melhorar a fixação da distância de simulação a jusante da barragem do método anterior, que necessitava de uma análise inspecional de carácter subjectivo para eventuais ajustes. A Figura 9 constitui um

Barragem	Volume do Reservatório	Área de inundação pelo Método Simplificado	Área de inundação pelo Método Simplificado Modificado	Relação entre as áreas de inundação
	(hm³)	(km²)	(km²)	
UHE Machado Mineiro	202,16	30,062	35,107	0,856
UHE Cajuru	192,70	42,864	52,500	0,816
PCH Peti	43,58	9,025	8,710	1,036
PCH Ivan Botelho III	18,05	4,297	4,566	0,941
PCH Areia Branca	8,49	2,337	2,429	0,962
PCH Pipoca	8,20	2,252	2,363	0,953
PCH Brito	2,55	1,791	1,819	0,985
PCH Melo Viana	1,27	1,218	1,347	0,905

 Tabela 1. Comparação entre as áreas de inundação obtidas pelos modelos simplificados MS-20S e MS-50S.

Carlos Eugénio Pereira et al.

"zoom" da Figura 8, junto à cidade de Dona Eusébia-MG (6.001 habitantes), localizada 15,0 km a jusante da barragem e que é atingida de forma significativa pela cheia gerada pela ruptura. Esta cidade teria ficado fora da análise se a extensão de simulação fosse a obtida com o modelo MS-20S. Assim, verifica-se que o limite da análise a jusante constitui um aspecto sensível já que, caso seja pouco extenso, pode modificar significativamente a classificação de risco associado à barragem. Baseado neste resultado, verifica-se que é possível ampliar a análise dos danos causados pela ruptura de barragens, sejam eles ambientais, económicos ou com perdas de vidas humanas, utilizando-se o modelo MS-50S.







Figura 9. Área de inundação gerada pela ruptura hipotética da PCH-Ivan Botelho III sobre a cidade de Dona Eusébia-MG.

3.2. Comparação entre os resultados dos modelos simplificados MS-50S e HEC-RAS

As áreas de inundação obtidas pelo modelo MS 50S foram comparadas com as que derivam de simulações realizadas como o modelo *freeware* HEC-RAS (http://www.hec.usace.army. mil/software/hec-ras/) para três barragens: a UHE Machado Mineiro, a PCH Peti e a PCH Areia Branca. A Tabela 2 mostra alguns dos resultados obtidos com os modelos simplificados MS-50S e HEC-RAS e a Figura 10 apresenta a delimitação das áreas de inundação nos primeiros 13,8 km a jusante da barragem da UHE Machado Mineiro.

Tabela 2. Valores das áreas de inundação obtidas pelo modelo simplificado MS-50S e pelo modelo HEC-RAS.

Barragem	Área pelo Método Simplificado com 50 Seções (km²)	Área com aplicação do Programa HEC-RAS (km²)	Relação entre Áreas
PCH Areia Branca	11,538	8,657	1,333
UHE Peti	31,098	24,132	1,289
UHE Machado Mineiro	60,117	47,925	1,254



Figura 10. Comparação entre as áreas de inundação obtidas pelo modelo simplificado MS-50S e pelo modelo HEC-RAS. Ruptura hipotética da UHE-Machado Mineiro, localizada nas coordenadas 8.282.328,8m S e 230.672,1m E -Trecho entre a barragem até 13,80km jusante.

Da análise destes elementos, verifica-se que, para estas três barragens, o modelo HEC-RAS conduz a estimativas inferiores das áreas de inundação. O facto dos modelos simplificados gerarem, para o conjunto de barragens analisadas, maiores áreas de inundação revelase uma vantagem. Com efeito, com um modelo simplificado pretende-se essencialmente obter resultados do lado da segurança, ou seja, estimar valores de caudais e de alturas de água mais elevados do que os obtidos com um modelo conceptualmente mais completo, o que joga a favor da segurança das populações.

4. CONCLUSÕES

O modelo simplificado MS-20S foi aplicado a 28 barragens do estado de Minas Gerais, Brasil, com volumes de reservatório e altura das barragens variáveis. Constatou-se como vantagem desse método, a rapidez na obtenção dos resultados referentes à área inundada e ao caudal de pico. Também se revelou muito importante, a possibilidade de ser aplicado, num curto período de tempo, a um grande número de barragens, possibilitando a sua ordenação em termos de risco e tirando partido de programas mais acessíveis como Google Earth ou sistemas de informação geográfica open-source. O modelo MS-20S apresentou, contudo, algumas limitações, nomeadamente no que diz respeito à metodologia de amortecimento da cheia de ruptura e à fixação da distância máxima estudada.

Assim, foi desenvolvido um segundo modelo (MS-50s) que modela o decaimento dos caudais a jusante da barragem pelo método de Muskingum-Cunge. Esta versão foi testada para os vales a jusante de oito barragens, tendo apresentado resultados coerentes. Esta segunda versão demonstrou ainda a vantagem de permitir estender o cálculo a distâncias superiores às do modelo MS-20S. Como foi mantida a mesma formulação para o caudal máximo na seção da barragem, foi possível comparar as áreas de inundação obtidas pelos dois modelos simplificados. Verificou-se, assim, que as áreas de inundação são superiores para sete das oito barragens estudadas, no caso do segundo método (MS50S).

Destacam-se os resultados alcançados pelo

foram comparadas com as obtidas pelo modelo MS-50S, com o principal objetivo de verificar a aplicabilidade dos estudos realizados com os métodos simplificados. Em particular, constatou-se a necessidade de realizar alguns de ajustes nos hidrogramas de cheia efluentes das barragens em ruptura. Na generalidade, verificou-se que a aplicação dos dois modelos simplificados a um conjunto de barragens do estado de Minas Gerais e a comparação dos seus resultados com os do modelo HEC-RAS indicia que os primeiros constituem instrumentos interessantes para a realização de análises preliminares das cheias induzidas pela ruptura de barragens.

programa HEC-RAS cujas áreas de inundação

Ressalva-se, uma vez mais, que é importante ter em atenção que os resultados obtidos com os modelos simplificados surgem no pressuposto da admissão de uma série de simplificações. Com um modelo simplificado pretende-se essencialmente obter resultados do lado da segurança, ou seja, estimar valores de caudais e de alturas de água mais elevados do que os obtidos com um modelo conceptualmente mais completo, tal como se verificou no presente estudo para três tipos de barragens: pequeno, médio e grande volume armazenado. Este pressuposto tem a sua génese na filosofia de que se a priori se sabe que as estimativas efectuadas têm associados erros maiores, então é desejável que elas sejam estimativas que garantam uma protecção (por excesso) da população.

Em resumo, verifica-se que os modelos simplificados apresentam vantagens, nomeadamente a nível da rapidez de resposta e da facilidade de utilização para um grande número de barragens. De referir também que o seu uso pode ser generalizado ao conjunto de organismos com responsabilidade em segurança de barragens, incluindo os que não disponham de meios técnicos e financeiros significativos.

BIBLIOGRAFIA

Aureli F., Maranzoni A., Mignosa P. & Ziveri C. (2008) - Dam-break flows: acquisition of experimental data through an imaging technique and 2D numerical modelling. *ASCE* - *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol. 134 (8), 1089–1101.

Aureli F., Maranzoni A., Mignosa P. & Ziveri C. (2010) - An image processing technique for measuring free surface of dam-break flows. *Experiments in Fluids*. Vol. 50 (3), 665–675.

Brasil. Lei n.º 12.334, de 20 de setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei no 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 40 da Lei no 9.984, de 17 de julho de 2000. Diário Oficial da União, Brasília, DF, Seção 1 - 21 set. 2010. p. 01.

Chang T-J., Kao H-M Chang K-H. & Hsu M-H (2011) – Numerical simulation of shallow-water dam-break flows in open channels using smoothed particle hydrodynamics. *Journal of Hydrology*, Vol. 408, 78-90.

CNRH (2012) – Resolução nº 143, de 10 de Julho de 2012. Conselho Nacional de Recursos Hídricos.

Costa J. E. (1985) - *Floods from Dam Failures*. 54p., United States Department of the Interior, Geological Survey, Open-File Report 85-560, Denver, Colorado.

Dams Sector (2011) - *Estimating Loss of Life for Dam Failure Scenarios*. U.S. Department of Homeland Security, September.

Evangelista S., Altinakar M.S., Di Cristo, C. & Leopardi, A. (2013) – Simulation of dam-break waves on movable beds using a multi-stage centered scheme. *International Journal of Sediment Research*, Vol. 28, 269-284.

Federal Emergency Management Agency. Federal Guidelines to Dam Safety. Report. USA, 2013. (FEMA - Technical Report Series, 64).

Federal Emergency Management Agency. Dam Safety: An Owner's Guidance Manual. United States Federal Emergency Management Agency. Report. Denver, Colorado, USA, 1987. (FEMA - Technical Report Series, 145).

Fread D.L. (1993) - NWS FLDWAV Model: The replacement of DAMBRK for Dam-Break Flood Prediction. 10th Annual Conference of the Association of State Dam Safety Officials, Kansas City, MO, 26-29 September, 1993, 177-184.

Froehlich, D. C. (1995) - Peak Outflow from Breached Embankment Dam. *ASCE Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol. 121 (1), 90-97.

Fu L.& Jin Y.C. (2014) - Simulating velocity distribution of dam breaks with the particle method. *Journal of Hydraulic Engineering,* Vol. 140 (10), 04014048.

Graham, W.J. (1999) - A Procedure for Estimating Loss of Life caused by dam Failure. Bureau of Reclamation, U.S. Department of Interior, Dam Safety Office, Denver, Colorado, September, 1999.

Kikkert G.A., Liyanage T., Shang C. (2015) - Dambreak generated flow from an infinite reservoir into a positively inclined channel of limited width. *Journal of Hydro-Environment Research*, Vol. 9, 519-531.

Kocaman S. & Ozmen-Cagatay H. (2012) – The effect of lateral channel contraction on dambreak flows: Laboratory experiment. *Journal of Hydrology*, Vol. 432-433, 145-153.

Kocaman S. & Ozmen-Cagatay H. (2015) – Investigation of dam-break induced shock waves impact on a vertical wall. *Journal of Hydrology*, Vol. 525, 1-12.

Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) (2016) – Ruptura de Barragens: Classificação do Risco e Modelação de Cheias Induzidas. O Caso de Minas Gerais. Relatório Técnico.

Mac Donald, T.C. & Langridge-Monopolis, J. (1984) - Breaching Characteristics of Dam Failures. *ASCE Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 110, (5), 567-586.

Mao J., Zhao L., Bai X., Guo B., Liu Z., Li T. (2016) – A novel well-balanced scheme for modeling of dam-break flow in drying-wetting áreas. *Computers and Fluids,* v.136, 324-330.

Marsooli, R. & Wu, W. (2014) - Three-Dimensional Numerical Modeling of Dam-Break Flows with Sediment Transport over Movable Beds. *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol. 141 (1), 04014066.

McCuen R. H. (2005) - *Hydrologic analysis and design.* 859p., 3rd ed.: Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J. ISBN-13: 978-0131349582.

Melo, J.F. (2015) - Dam-Break Flood Risk Assessment. In *Second International Dam World Conference*. Org. por Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, Portugal, 47 – 56.

Ministério Do Meio Ambiente. Gabinete do Ministro. Portaria n.º 143, de 10 de julho de 2012. Estabelece critérios gerais de classificação de barragens por categoria de risco, dano potencial associado e pelo volume do reservatório, em atendimento ao art. 7° da Lei n° 12.334, de 20 de setembro de 2010. Diário Oficial da União, Brasília, DF, 4 set. 2012. p. 30.

Oertel M. & Bung D.B. (2011) - Initial stage of two dimensional dam-break waves: laboratory versus VOF. *Journal of Hydraulic Research*. Vol.50 (1), 89-97.

Ozmen-Cagatay H. & Kocaman S. (2011) -Dam-break flow in the presence of obstacle: experiment and CFD simulation. *Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics*. Vol. 5 (4), 541–552.

Pierce, M.W., Thornton, C.I. & Abt, S.R. *Predicting Peak Outflow from Breached Embankment Damas*. Colorado State University, Engineering Research Center, Fort Collins, Colorado, 2010.

Ponce V.M. (1989) - *Engineering Hydrology: Principles and Practices*. 640p., Prentice Hall, Englewood, Clifts, N.J. ISBN-13: 978-0133154665.

Prestininzi P. (2008) - Suitability of the diffusive model for dam break simulation: application to a CADAM experiment. *Journal of Hydrology*. Vol. 361 (1–2), 172–185. Quecedo M., Pastor M., Herreros M.I., Merodo J.A.F. & Zhang Q. (2005) - Comparison of two mathematical models for solving the dam break problem using the FEM method. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. Vol. 194 (36–38), 3984–4005.

Ramos C. M. & Melo J. F. (1994) - Segurança de barragens. Aspectos hidráulicos e operacionais. *Revista Recursos Hídricos, APRH*. Vol. 15 (1).

Samuels, P.G. (1989) - Backwater lengths in Rivers. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 2, Vol. 87, 571-582.

Singh, K.P. & Snorrason, A. (1984) - Sensitivity of Outflow Peaks and Flood Stages to the Selection of Dam Break Parameters and Simulation Models. *Journal of Hydrology*, Vol. 68 (1-4), 295-310. Global Water: Science and Engineering the Ven Te Chow Memorial Volume.

United States Department of Interior Bureau of Reclamation (1982) - *Guidelines for Defining Imundated Areas Downstream from Bureau of Reclamation Dams*. Reclamation Plannig Instruction, N° 82-11, 15. Denver, Colorado, USA.

United States Department of Interior Bureau of Reclamation (1989) - *Policy and Procedures for dam safety modification decision-making*. Department of the Interior, Denver, Colorado, USA.

United States Department of Interior Bureau of Reclamation (1985) - *Safety Evaluation of Existing Dams*. 164p., Report. Denver, Colorado, USA.

Viseu, T. & Almeida, A.B. (2008) - Vulnerability index for risk evaluation: an approach for safety on dam's downstream valleys. *Proceedings da "Sixth International Conference in Computer Simulation Risk Analysis and Hazard Mitigation"*, Cefalónia, Grécia.

Viseu, T. & Almeida, A.B. (2009) - Dam-break risk management and hazard mitigation. In: *D. de Wrachien and S. Mambretti* (Coord.). Capítulo 7 do Livro: Dam – break. Modelling, Laboratory Tests, Prevention, Defence and Case Studies Publicado pela WIT press.