XXVI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HIDRÍCOS

ESTIMATIVA DA CELERIDADE E DO TEMPO DE PICO DA ONDA DE CHEIA APLICADA A METODOLOGIA SIMPLIFICADA

Renato Steinke Junior [1]; Rute Ferla [2]; Priscila Maria Kipper[3]; Fernando de Oliveira Fraga[4]; Natália Nor [5]; Cassiano Korndoerfer Tornin[6]; Sieg Calsing Spalding Duarte[7]; Mauricio Dai Prá[8]; Daniela Guzzon Sanagiotto[9]; Luiz Augusto Magalhães Endres[10]; José Falcão de Melo[11]; Eder Daniel Teixeira[12]; Rafael André Wiest[13] & Camila de Souza Dahm Smiderle[14].

Abstract: This study presents a proposed enhancement to the simplified floodplain zoning method for hypothetical dam-break scenarios, originally introduced by Melo (2015). The method was extended to allow the estimation of relevant temporal variables, such as the time to peak flow at downstream cross sections. The formulation is based on a simplification of the Saint-Venant equations, assuming a kinematic wave model, and uses readily available hydraulic variables to estimate wave celerity. Model calibration was performed using two-dimensional hydrodynamic simulations in HEC-RAS version 6.5, involving four dams (Canastra, Salto, Capigui I, and João Amado) located in Rio Grande do Sul, under the management of CSN Energia/CEEE-G. The methodology was subsequently applied to four additional structures (São Paulo SHP, Jardim SHP, Eng. José Maia Filho Dam, and Autódromo SHP) for validation purposes. The results show good agreement between estimated and simulated times, particularly in valleys with steeper slopes, highlighting the method's potential for preliminary analyses with low computational cost.

Resumo: Este trabalho apresenta uma proposta de complemento ao método simplificado de zoneamento da planície de inundação decorrente da ruptura hipotética de barragens, originalmente proposto por Melo (2015). O método foi estendido para permitir a estimativa de variáveis temporais relevantes, como o tempo para o atingimento da vazão máxima em seções a jusante. A formulação baseia-se em uma simplificação das equações

1) Doutor em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental (IPH/UFRGS); renato.steinkejunior@gmail.com
2) Doutora em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental (IPH/UFRGS); ruteferla@hotmail.com
3) Mestranda em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental (IPH/UFRGS); priscila_kipper@hotmail.com
4) Mestrando em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental (IPH/UFRGS); fernandodof@ufrgs.br
5) Graduanda em Engenharia Hídrica (IPH/UFRGS): natalianorr@gmail.com
6) Graduando em Engenharia Hídrica (IPH/UFRGS); cassianoktornin@outlook.com
7) Graduando em Engenharia de Energia (UFRGS): siegcall@hotmail.com
8) Professor Doutor DOH/IPH/UFRGS: mauricio.daipra@ufrgs.br
9) Professora Doutora DHH/IPH/UFRGS: dsanagiotto@ufrgs.br
10) Professor Doutor DHH/IPH/UFRGS: endres@ufrgs.br
11) Pesquisador Sênior do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC): jfmelo@lnec.pt
12) Professor Doutor DOH/IPH/UFRGS: eder.teixeira@ufrgs.br
13) Msc. Eng. Civil Gerente de Regulação CSN/Energia/CEEE-G: rafael.wiest@csn.com.br
14) Msc. Eng. Civil: camiladahm@yahoo.com.br

de Saint-Venant, assumindo o modelo de onda cinemática, e utiliza variáveis hidráulicas acessíveis para estimar a celeridade da onda. A calibração do modelo foi realizada com base em simulações hidrodinâmicas bidimensionais no HEC-RAS versão 6.5, envolvendo quatro barragens (Canastra, Salto, Capigui I e João Amado) localizadas no Estado do Rio Grande do Sul, pertencentes à CSN Energia/CEEE-G. O método foi então aplicado a quatro novas estruturas (PCH São Paulo, PCH Jardim, Barragem Eng.º José Maia Filho e PCH Autódromo) para validação. Os resultados demonstram boa concordância entre os tempos estimados e os simulados, especialmente nos casos de vales com maior declividade, evidenciando o potencial do método para aplicações preliminares e de baixo custo computacional.

Palavras-Chave – Ruptura de barragens; Onda de cheia; Tempo de pico.

INTRODUÇÃO

A aplicação do método simplificado LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa – Portugal) (MELO, 2015), conforme originalmente proposto, retorna os seguintes produtos: vazão máxima na seção da barragem; estimativa da distância máxima de cálculo, ao longo da qual a onda de cheia terá efeitos consideráveis; vazões máximas que ocorrem em cada uma das seções analisadas ao longo do vale de jusante; profundidades máximas (e cotas associadas), velocidades médias, áreas e perímetros molhados, provenientes da aplicação da equação de Manning e a provável mancha de inundação decorrente da ruptura hipotética da barragem.

Como parâmetros de entrada, o método requer um Modelo Digital de Elevação (MDE), sendo possível a aplicação de MDEs livres, e informações do maciço, como: altura do barramento e volume do reservatório. Além da facilidade para a obtenção dos parâmetros de entrada, o nível de conhecimento técnico exigido para a sua aplicação é significativamente menor do que aquele necessário para a condução de estudos hipotéticos de rompimento de barragens em *softwares* hidrodinâmicos, como o HEC-RAS 2D, por exemplo. Ademais, as manchas de inundação geradas por meio da metodologia simplificada introduzida por Melo (2015) são comparáveis àquelas geradas por *softwares* de simulação hidrodinâmica (FERLA *et al*., 2023).

A combinação desses fatores é parcialmente responsável pela recomendação da Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA) quanto à adoção do método em estudos preliminares visando a classificação da barragem quanto ao seu Dano Potencial Associado (DPA). Uma das limitações deste método, entretanto, é a incapacidade de fornecer informações temporais com respeito à propagação da onda de cheia ao longo do vale de jusante, como os tempos para a chegada da frente da onda de cheia ($t_{chegada}$) ou os tempos para o atingimento da vazão máxima (tempos de pico, $t_{Qmáx}$) em cada seção de análise.

FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A metodologia proposta baseia-se nas equações de Saint-Venant, também conhecidas como equações de águas rasas unidimensionais (1D), utilizadas para

modelagem de escoamentos em superfície livre. Segundo Miller (1984), essas equações partem de hipóteses simplificadoras como: escoamento predominantemente unidimensional; distribuição hidrostática da pressão; fluido incompressível; pequenas declividades longitudinais e perdas de carga calculadas com base em escoamentos permanentes, como pela equação de Manning. As equações fundamentais são compostas pela Equação da conservação de massa e pela Equação da conservação da quantidade de movimento, Eq. (1) e Eq. (2), respectivamente,

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \tag{1}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + gA\frac{\partial h}{\partial x} + gAS_f - gAS = 0 \tag{2}$$

onde: A representa a área molhada da seção transversal, Q a vazão, x a posição ao longo do curso do rio, t o tempo, g a aceleração da gravidade, h a profundidade do escoamento, S a declividade do leito e S_f a declividade da linha de energia (devida ao efeito viscoso).

Adotando o modelo de onda cinemática, que desconsidera os termos inerciais e de pressão da Eq. (2), assume-se que a declividade da linha de energia coincide com a declividade do leito, isto é, $S_f = S$. Dessa forma, a vazão pode ser expressa como uma função da área molhada por meio da relação empírica mostrada na Eq. (3).

$$Q = \alpha A^{\beta} \tag{3}$$

na qual: α e β são coeficientes relacionados à geometria da seção transversal.

No contexto da propagação da onda de cheia, é importante ressaltar a distinção entre a velocidade média do escoamento (v) e a celeridade (c), que representa a velocidade de deslocamento da frente da onda. De acordo com a Lei de Kleitz-Seddon, a celeridade cinemática c é expressa pela Eq. (4).

$$c = \frac{dQ}{dA} \tag{4}$$

Conforme previamente colocado, o método simplificado (MELO, 2015) retorna, entre outros, as vazões máximas e as áreas molhadas em cada seção transversal de estudo (Figura 1). Se for possível, a partir das informações conhecidas, estimar valores de celeridade em cada seção transversal, então será também possível estimar tempos associados à onda de cheia (Figura 2) fazendo-se, para cada trecho entre as seções transversais o uso da Eq. (5).

$$\Delta t = \frac{\Delta x}{c} \tag{5}$$

Figura 1 – Variáveis retornadas pelo método simplificado em cada seção transversal. Adaptado de Manuel Oliveira e Tiago Martins (2015).

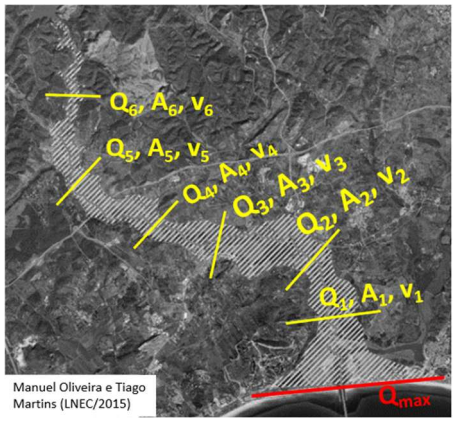
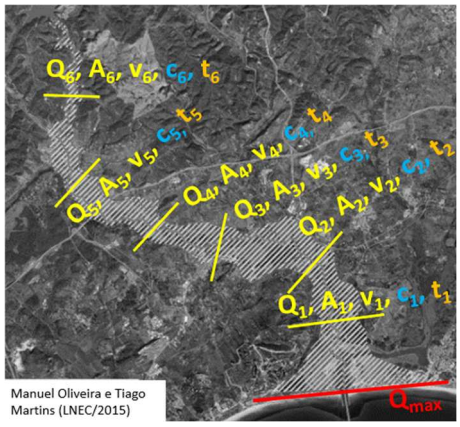


Figura 2 – Novas variáveis a serem introduzidas na metodologia proposta: celeridades e tempos de pico. Adaptado de Manuel Oliveira e Tiago Martins (2015).



Ora, a equação de Manning para a obtenção da velocidade é a Eq. (6), enquanto para se obter a vazão é possível usar a Eq. (7).

$$v = \frac{1}{n}\frac{A^{2/3}}{P_m^{2/3}}\sqrt{S} \tag{6}$$

$$Q = \frac{1}{n}\frac{A^{5/3}}{P_m^{2/3}}\sqrt{S} \tag{7}$$

em que: n é o coeficiente de rugosidade de Manning e P_m é o perímetro molhado da seção.

Derivando-se a Eq. (7) em relação à área, assumindo seção transversal retangular muito larga e fazendo-se alguma manipulação algébrica, é possível chegar à Eq. (8).

$$c = \frac{5}{3}v \tag{8}$$

Assumindo-se que a razão entre profundidade e largura da seção transversal seja constante (λ=y/B), a celeridade dada pela Eq. (8) pode ser reescrita em termos de variáveis conhecidas pelo método simplificado de acordo com a Eq. (9).

$$c = \left(\frac{5}{3}\,\frac{\lambda^{1/4}}{(1+2\lambda)^{1/2}}\right)\frac{Q^{1/4}\,S^{3/8}}{n^{3/4}} \tag{9}$$

Ressalta-se que o termo entre parênteses da Eq. (9) é função exclusivamente da geometria da seção transversal, e pode ser substituído por um coeficiente, K_{geom}. Ainda, considerando que a Eq. (9) resulta de simplificações tanto geométricas quanto conceituais, introduz-se o coeficiente de correção K_{simp}, de forma a culminar na Eq. (10).

$$c_{real} = K_{simp}\,c = K_{simp}\,K_{geom}\,\frac{Q^{1/4}\,S^{3/8}}{n^{3/4}} \tag{10}$$

Agrupando os dois coeficientes em um único termo K, obtém-se a Eq. (11).

$$c_{real} = K \frac{Q^{1/4} S^{3/8}}{n^{3/4}} \quad (11)$$

Portanto, a metodologia aqui proposta possibilita calcular os tempos de pico ao longo do vale de jusante, adicionando uma dimensão temporal ao método simplificado de Melo (2015), que, na sua forma original, fornece apenas estimativas espaciais da mancha de inundação.

METODOLOGIA

Calibração do método

Simulações hidrodinâmicas foram conduzidas no módulo bidimensional do HEC-RAS 2D versão 6.5 para quatro barragens de estudo de caso: Canastra, Salto, Capigui I e João Amado. Nas simulações, foram empregados Modelos Digitais de Elevação (MDEs) representando a topografia e a batimetria ao longo do vale a jusante de cada barragem. Tais MDEs foram elaborados a partir de voos realizados com drones equipados com sensores LIDAR e de seções batimétricas levantadas *in loco*. Como condição de contorno de entrada, foram inseridos hidrogramas de ruptura obtidos no HEC-RAS 2D a partir da simulação da brecha de abertura de cada barragem, utilizando os critérios de rompimento propostos pela Eletrobrás (2003): brecha retangular com largura igual à metade da largura da barragem e altura correspondente à sua altura total. Adotou-se uma malha computacional com geometria de 10 m × 10 m em todo o trecho simulado. O intervalo de tempo computacional foi ajustado tendo como base o número de Courant. Como condição de contorno de jusante, especificou-se a profundidade normal associada à declividade natural do terreno, uma vez que cada simulação avançou apenas até o reservatório seguinte de jusante.

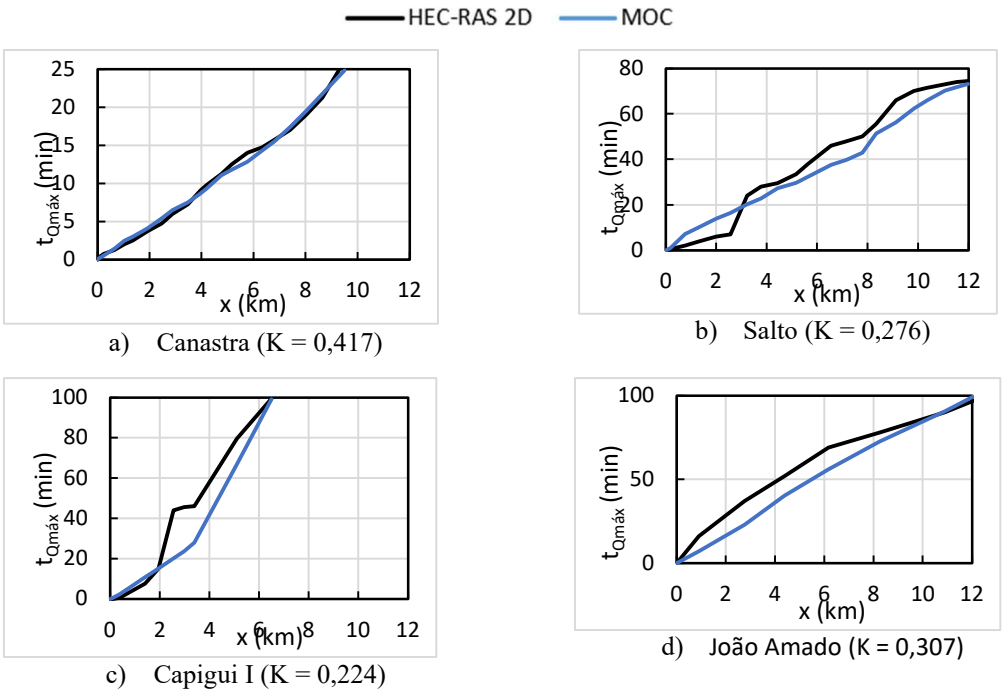
Os resultados de tempos para o atingimento da vazão máxima (tempo de pico) encontrados para cada uma das barragens de estudo de caso são apresentados na Figura 3. Ressalta-se que as análises aqui apresentadas se restringiram a, no máximo, os 12 primeiros quilômetros de trechos de rio a jusante das barragens. Essa escolha baseou-se no fato de que a barragem João Amado é a única que possui um trecho de vale a jusante com comprimento maior que 12 km, sem abranger reservatórios de outras barragens.

A Figura 3 também mostra os resultados obtidos a partir da aplicação do método simplificado proposto por Melo (2015) em combinação com as Eqs. (5) e (11). Foi definido um coeficiente de Manning constante ($n = 0{,}06\ s.m^{-1/3}$) sobre todo o trecho analisado, assim como nas simulações hidrodinâmicas. As declividades em cada seção transversal foram calculadas como sendo a razão entre as diferenças de elevação e as diferenças de posições longitudinais entre a seção em questão e a seção a jusante, conforme a Eq. (12). Devido a fatores como a presença de fossas seguidas por trechos mais rasos, falhas na batimetria ou até mesmo sua ausência, entre outros, é possível que, em algumas seções transversais, o cálculo da Eq. (12) resulte em declividades negativas, ou seja, indicativas de trechos ascendentes. Nesses casos, considerando que a Eq. (11) não é aplicável a declividades negativas, optou-se por utilizar a declividade média calculada ao longo de todo o trecho do rio analisado.

$$S_i = -\frac{EL_i - EL_{i+1}}{x_i - x_{i+1}} \quad (12)$$

Os coeficientes K da Eq. (11) foram definidos manualmente (calibração), de forma que os resultados da metodologia proposta na última seção de cada caso se aproximassem dos valores encontrados nas simulações hidrodinâmicas. Os valores de K encontrados a partir deste processo também estão mostrados na Figura 3, abaixo de cada gráfico.

Figura 3 – Tempos para o atingimento da vazão máxima ($t_{Qmáx}$): resultados das simulações hidrodinâmicas (HEC-RAS 2D) e resultados da metodologia proposta (MOC) após ajuste.



a) Canastra (K = 0,417)

b) Salto (K = 0,276)

c) Capigui I (K = 0,224)

d) João Amado (K = 0,307)

A Tabela 1 apresenta dados das barragens e de seus respectivos vales de jusante: altura da barragem H_b, volume do reservatório, vazão máxima na seção da barragem ($Q_{máx}$) e declividades médias (S) dos talvegues de jusante. Também são apresentados valores médios de W/H, correspondentes à razão entre a largura da seção transversal W a uma altura H igual à altura da barragem H_b. Estes valores foram calculados a partir de 5 seções transversais arbitrariamente escolhidas ao longo do vale a jusante das barragens.

Tabela 1 – Dados das barragens de calibração e coeficientes K encontrados.

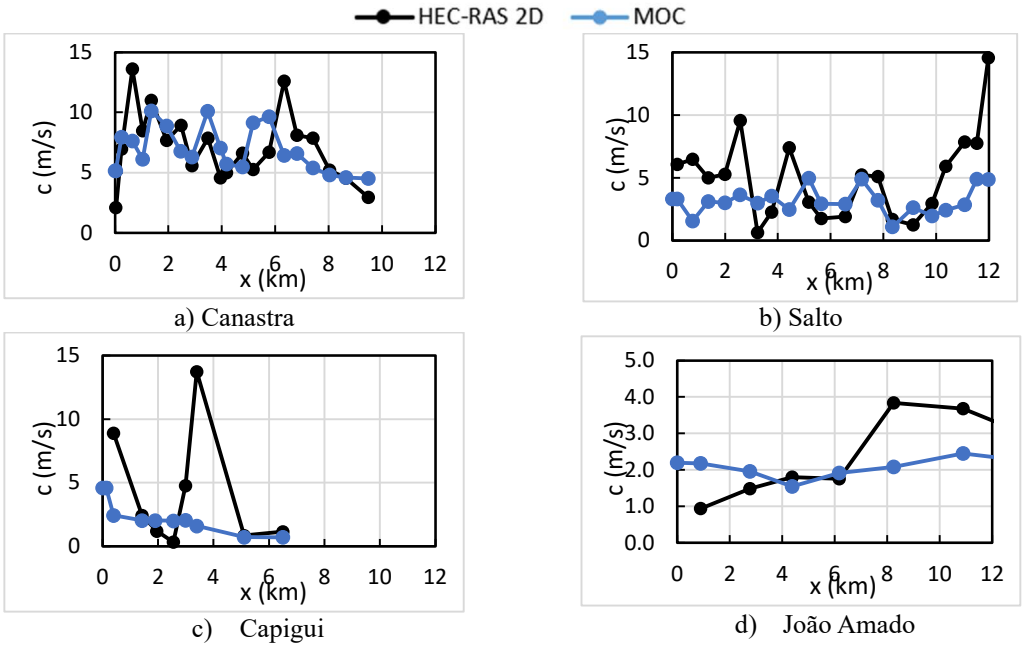
Barragem	**H_b (m)**	**Volume (hm³)**	**$Q_{máx}$ (m³/s)**	**S (m/m)**	**W/H**	**K (ajustado)**
Canastra	26,0	0,425	4492	0,0354	7,0	0,417
Salto	10,0	14,0	10246	0,0046	9,3	0,276
Capigui I	20,5	46,2	7821	0,0034	43,9	0,224
João Amado	11,5	22,0	5380	0,0017	31,3	0,307

A partir de regressão linear, verificou-se que a Eq. (13), na qual o valor de K é função apenas da declividade S da seção transversal, era a mais adequada para a representação do coeficiente em questão.

$$K = 3{,}743\, e^{S} - 3{,}462 \tag{13}$$

Aplicando-se $c = \Delta x/\Delta t$ (manipulação da Eq. 5) sobre os resultados de tempos para o atingimento da vazão máxima obtidos a partir das simulações hidrodinâmicas (Figura 3), é possível calcular as celeridades efetivas em cada trecho. Estes resultados são apresentados na Figura 4. Também são mostrados os resultados encontrados a partir da aplicação da metodologia aqui proposta.

Figura 4 – Celeridades por trechos: resultados das simulações hidrodinâmicas (HEC-RAS 2D) e da metodologia proposta (MOC).



Observa-se, em geral, que boa parte das celeridades, calculadas a partir da Eq. (11) em combinação com os coeficientes K da Tabela 1, acompanha a tendência das celeridades encontradas nas simulações hidrodinâmicas: em João Amado em seu trecho intermediário, mas especialmente em Canastra e Salto. A boa aderência ou não entre as curvas de celeridade do HEC-RAS e do método aqui proposto se deve, possivelmente, à característica de conformação do terreno (como declividades locais e encaixe do vale) e não à rugosidade deste, já que ambos os métodos "enxergam" o terreno como possuindo rugosidade constante.

Aplicação da metodologia proposta

Para a aplicação e validação da metodologia proposta, foram selecionadas quatro novas barragens, também localizadas no Estado do Rio Grande do Sul, distintas daquelas

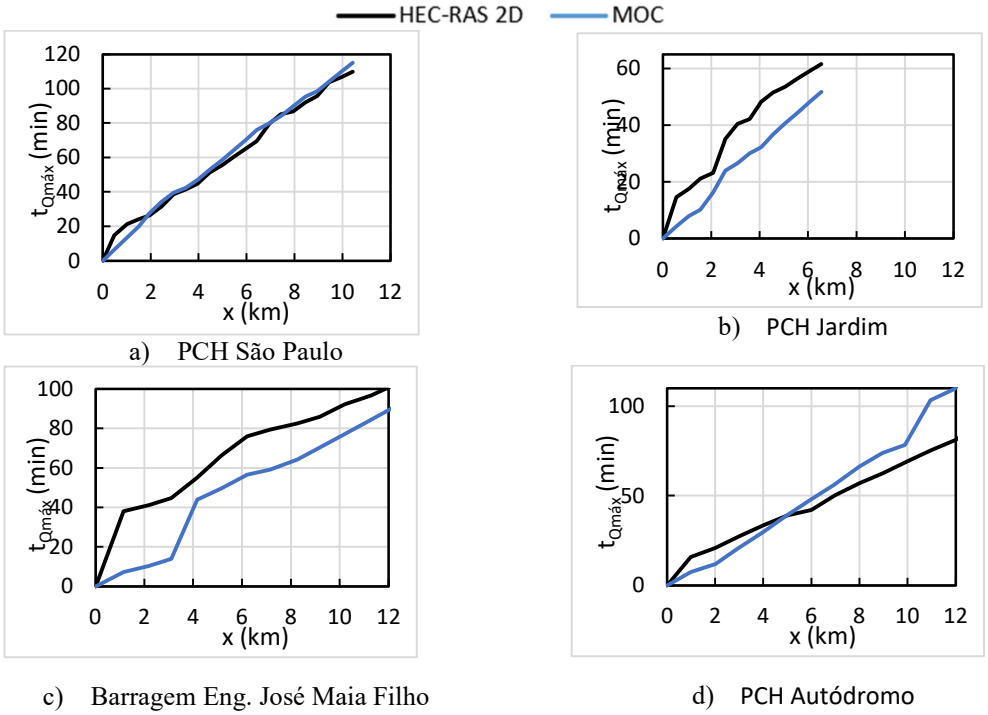
utilizadas na etapa de calibração. As barragens analisadas foram: PCH São Paulo, PCH Jardim, Eng. José Maia Filho e PCH Autódromo, cujos dados estão representados na Tabela 2 (com destaque para os dados que extrapolam os dados utilizados na etapa de calibração).

As simulações hidrodinâmicas bidimensionais também foram conduzidas no HEC-RAS 2D versão 6.5, utilizando a base topográfica FABDEM (HAWKER *et al.*, 2022). Como condição de contorno de montante, foram adotados hidrogramas triangulares, com vazão máxima determinada pelo maior valor entre os métodos MMC e Froelich (1995), tempo de pico de 15 minutos e volume total compatível com o volume do reservatório de cada barragem. A jusante, adotou-se a profundidade normal associada à declividade do leito. As simulações seguiram os mesmos parâmetros utilizados na calibração, incluindo malha computacional, controle de tempo pelo número de Courant e coeficiente de Manning fixo de $n = 0{,}06\ s.m^{-1/3}$. Os valores do coeficiente de correção K foram estimados por meio da Eq. (13).

Tabela 2 – Dados das barragens de validação e coeficientes K utilizados na aplicação.

Barragem	H_b **(m)**	**Volume (hm³)**	$Q_{máx}$ **(m³/s)**	S **(m/m)**	W/H	K **(Eq. 13)**
PCH São Paulo	12,5	1,13	846	0,0040	5,71	0,295
PCH Jardim	13,5	2,96	1241	0,0077	13,34	0,309
Barragem Eng. José Maia Filho	24,4	34,50	5336	0,0042	9,97	0,296
PCH Autódromo	22,5	3,62	2480	0,0043	6,48	0,296

Figura 5 – Tempos para o atingimento da vazão máxima: resultados das simulações hidrodinâmicas (HEC-RAS 2D) e resultados da aplicação da metodologia (MOC).



a) PCH São Paulo

b) PCH Jardim

c) Barragem Eng. José Maia Filho

d) PCH Autódromo

Dentre as quatro barragens analisadas, a metodologia apresentou desempenho satisfatório em três, conforme apresentado na Figura 5. Para a PCH São Paulo, observou-se boa correspondência entre os tempos de pico estimados e os resultados da simulação, ao longo de todo o trecho de 10,5 km analisado. No caso da PCH Jardim e da Barragem Eng. José Maia Filho, os tempos obtidos pela metodologia foram inferiores aos das simulações hidrodinâmicas, o que é considerado favorável à segurança. Nas seções finais, as diferenças foram de 15,9% e 16,8%, respectivamente.

A aplicação da metodologia, para a PCH Autódromo, resultou em superestimativas de tempo de pico a partir do quinto quilômetro a jusante, maiores do que os retornados pelas simulações hidrodinâmicas, ou seja, desfavoráveis à segurança, chegando a uma diferença de 22,0% na última seção analisada. Esses resultados, que constam em forma de gráfico na Figura 5, reforçam o potencial da metodologia, mas também indicam a necessidade de aperfeiçoamento, especialmente para cenários fora do intervalo de calibração original.

CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

Este trabalho propõe uma metodologia simplificada para a definição do zoneamento da planície de inundação decorrente da ruptura hipotética de barragens, com base em dados topobatimétricos e parâmetros hidráulicos básicos. A abordagem é desenvolvida como complemento à metodologia de Melo (2015), permitindo a estimativa do tempo de pico da onda de cheia ($t_{Qmáx}$) computado através da Eq. (11), que envolve vazão máxima, declividade e o coeficiente de Manning, além da introdução de coeficientes de celeridade K, que pode ser calculado através da Eq. (13). A etapa de calibração se baseou em simulações hidrodinâmicas conduzidas em quatro barragens com o software HEC-RAS 2D.

Após calibração, a metodologia foi aplicada em quatro outras barragens, com resultados comparados a simulações hidrodinâmicas também conduzidas no HEC-RAS 2D, mostrando boa concordância em diversos trechos do vale de jusante. Embora a amostra utilizada seja reduzida, os resultados são promissores e indicam que o método pode ser uma ferramenta útil para estimativas preliminares em contextos com limitações de dados ou recursos. Recomenda-se, para estudos futuros, a ampliação da base de dados, aplicação em barragens de vales com diferentes geometrias e a inclusão da estimativa do tempo de chegada da onda de cheia, visando aprimorar a precisão e aplicabilidade da metodologia em diferentes cenários de risco.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio dos financiadores e facilitadores: CSN-ENERGIA/CEEE-G pelo financiamento da pesquisa e pelo fornecimento de dados ao Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH/UFRGS), ao CNPq (Brasil) e à CAPES-Brasil pelo apoio financeiro parcial.

REFERÊNCIAS

ELETROBRÁS. (2003). **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. 279 p.

FERLA, R.; STEINKE JUNIOR, R.; KIPPER, P. M.; ROSSI C. L. C.; SMIDERLE, C. S. D.; DAI PRÁ, M.; TEIXEIRA, E. D. (2023). Large Dams National Seminar, **Método Simplificado em Estudo de Ruptura de Barragem: Estudo de Caso na Barragem João Amado/RS,** IPH/UFRGS.

FROELICH, D. C. (1995). Peak outflow from breached embankment dam. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 121, n. 1, p. 90-97.

HAWKER, L.; UHE, P.; PAULO, L.; SOSA, J.; SAVAGE, J.; SAMPSON, C.; NEAL, J. (2022). "A 30 m global map of elevation with forests and buildings removed". Environmental Research Letters 17(024016). https://doi.org/10.1088/1748-9326/ac4d4f

MELO, J. F. (2015). Dam-Break Flood Risk Assessment, **Second International Dam World Conference**, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa.

MILLER, J. E. (1984). **Basic Concepts of Kinematic-Wave Models**. 36p.

OLIVEIRA, M.; MARTINS, T. (2015) Dam-break flood-prone areas delineation and characterization, **Second International Dam World Conference**, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa.

USACE – "**Mapping Modeling and Consequences Production Center**", Disponível em: <https://mmc.sec.usace.army.mil/dam-safety.html>, Kansas, Acesso em: 12 de maio de 2025.