

XXIV SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS

IMPACTO DO NOVO ESQUEMA DE SOLUÇÃO NUMÉRICA ESTABELECIDO NO HEC-RAS 6.0 EM ESTUDOS DE ROMPIMENTO DE BARRAGENS

Arthur da Fontoura Tschiedel^{1,2}; Pedro Frediani Jardim¹; Thaís Magalhães Possa¹; Fernando Mainardi Fan¹; Rodrigo Cauduro Dias de Paiva¹

Palavras-Chave – Hec Ras 6.0; Esquema de Diferenças Finitas; Esquema de Volumes Finitos

INTRODUÇÃO

Barragens oferecem benefícios dos mais variados como, por exemplo, abastecimento de água, controle de enchentes e geração de energia hidrelétrica. Apesar disso, possíveis enchentes geradas pelo colapso dessas estruturas podem provocar consequências catastróficas a jusante (Pilotti *et al.*, 2020), resultando em riscos à propriedade, ao meio ambiente e à vida humana (Muda *et al.*, 2019).

Nos últimos anos, muitos foram os desastres ocasionados por rompimentos de barragens. No Laos, na província de Champasak, a barragem de Xe-Pian Xe-Namnoy rompeu em 23 de julho de 2018 (Albu *et al.*, 2020), vitimando dezenas de pessoas. No norte da Califórnia, em julho de 2017, danos em dois vertedouros da barragem Oroville obrigaram mais de 188 mil pessoas a serem retiradas de áreas ameaçadas (CNN, 2017). No Brasil esse tipo de desastre está muito presente, já tendo sido documentados 39 casos de rompimentos de barragens na história recente (Tschiedel *et al.*, 2019)

Para estudar esse tipo de evento e também estimar as possíveis áreas afetadas, vários estudos de rompimento de barragens, com diferentes abordagens matemáticas e computacionais, têm sido realizados (Irvem e Ozbuldu, 2020; Psomiadis *et al.*, 2020; Thompson *et al.*, 2020). Em geral, são utilizados modelos hidráulicos de uma, duas e três dimensões para propagar a onda de cheia gerada pelo rompimento e determinar variáveis de interesse distribuídas espacialmente como velocidade do fluxo, profundidade e duração da inundação (Zeleňáková *et al.*, 2019).

Uma das possíveis abordagens para a solução desse tipo de problema é a modelagem com o sistema de equações conhecidas como “modelo de águas rasas” ou equações de Saint Venant (Bates e Hervouet, 1999; Savant *et al.*, 2011). Essas equações são uma simplificação das equações de Navier-Stokes, presentes em modelos hidrodinâmicos clássicos como o HEC-RAS, por exemplo. Para resolver essas equações unidimensionais, o HEC-RAS até pouco tempo oferecia exclusivamente a solução através da metodologia das diferenças finitas, mas, recentemente, também passou a oferecer ao usuário a possibilidade da adoção da solução através de um sistema de volumes finitos.

Dessa maneira, o presente trabalho busca estudar as diferenças associadas à adoção de uma ou outra abordagem dentro do modelo HEC-RAS quanto à propagação de hidrogramas de ruptura para duas áreas de estudo: a UHE Ernestina e a UHE Dona Francisca. A fim de que as diferenças nos resultados obtidos refletissem apenas a alteração da escolha do método de resolução do esquema de equações, foram utilizadas exatamente as mesmas condições de entrada em ambos os cenários simulados.

¹ Filiação: Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS)

² Filiação: Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS)

ÁREA DE ESTUDO

A UHE Ernestina, localizada no Rio Grande do Sul, é o aproveitamento hidroelétrico de grande porte localizado mais a montante ao longo do rio Jacuí, em um ponto no qual a área de drenagem a montante é de aproximadamente 1040 km². O barramento caracteriza-se por possuir um comprimento de 400 metros e altura equivalente a 17,6 metros, associado a um reservatório de aproximadamente 40 km² de área de reservatório e 258,6 hm³ de volume. Quanto ao vertedor, este é composto por oito comportas de 15x1,5 m e foi projetado para uma vazão de 635 m³/s no nível máximo operacional.

Já a 98 km a jusante da UHE Passo Real, e 233 km a jusante da UHE Ernestina, começou a entrar em operação a partir de 2001 a UHE Dona Francisca, localizada na Figura 1. Esta se encontra em um ponto onde a área de drenagem é de aproximadamente 13.200 km² e se caracteriza por possuir um reservatório com capacidade de acumulação total de 335 hm³ a uma altura da ordem de 40 metros (Rodrigues *et al.*, 2012). A barragem possui 610 metros de comprimento e o vertedor foi projetado para uma vazão máxima de 12.600 m³/s, sendo a cidade Dona Francisca localizada 34 km a jusante da UHE. Os trechos de 60km a jusante desses barramentos (local de propagação da onda de cheia) foram representados a partir de uma abordagem de calha e planície com geometria retangular exemplificada na Figura 2 para o trecho da UHE Ernestina. As larguras e profundidades das calhas dos cursos hídricos foram obtidos a partir dos trabalhos de Siqueira *et al.*, (2018).

Figura 1 – Localização das UHEs Ernestina (1), Passo Real (2) e Dona Francisca (3) postos fluviométricos utilizados.

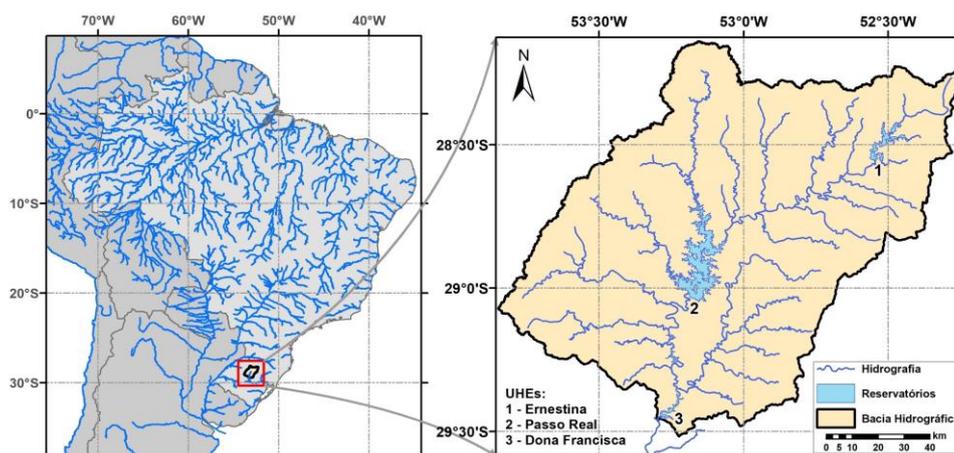
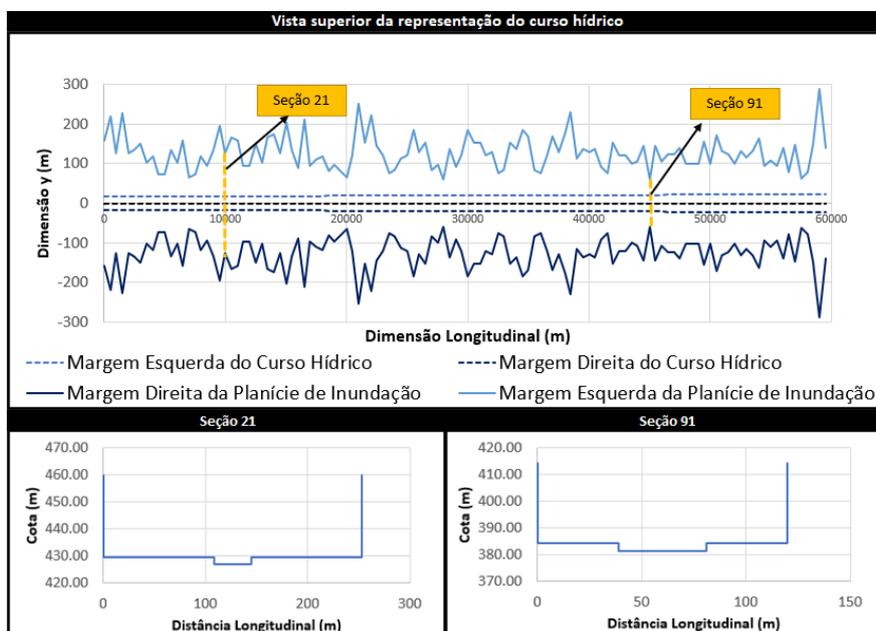


Figura 2 - Representação do Curso Hídrico a jusante da UHE Ernestina numa perspectiva de vista superior.



SOLUÇÃO DAS EQUAÇÕES DE SAINT VENANT

As leis físicas, consideradas no modelo HEC-RAS, que governam o escoamento não permanente unidimensional em um curso hídrico podem ser resumidas no princípio de conservação de massa, representada pela equação da continuidade (equação 01) e o princípio da conservação de quantidade de movimento, ou momentum, que representa a segunda lei de Newton (equação 02). Essas leis podem ser representadas matematicamente por um conjunto de equações diferenciais parciais também conhecidas por Equações de Saint Venant ou Equação de Águas Rasas, apresentadas a seguir. Nessas equações, “A” é a área molhada (m²); “t” é o tempo (s), “Q” é a vazão (m³/s), “x” é a distância (m), “h” é a profundidade (m), S₀ é a declividade do terreno e S_f é a declividade da força de atrito, tradicionalmente obtida a partir do uso das equações de Manning e Chezy (USACE, 2016).

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gAS_0 - gAS_f \quad (2)$$

A resolução das equações 01 e 02 para um sistema fluvial complexo passa necessariamente pelo uso de métodos numéricos, sendo dois deles explorados no âmbito desse trabalho. Dessa forma, para as múltiplas versões do HEC-RAS 5.0 e anteriores, essas equações são aproximadas usando o esquema implícito de diferenças finitas de Priessman, que é resolvido considerando todos os termos não lineares através da técnica de iteração de Newton Raphson. Esse tipo de solução tipicamente passa pela definição de um fator de estabilidade θ , que pode resultar em processos mais estáveis quando seu valor é definido entre 0,5 e 1,0. Da mesma forma, o modelo pode se tornar potencialmente instável para valores de θ inferiores a 0,5. Por outro lado, segundo USACE (2016) outros fatores podem contribuir para a não estabilidade do esquema de solução, como mudanças abruptas nas propriedades das seções transversais (forma e declividade), além de mudanças abruptas na onda de cheia propriamente dita. Ainda, esse esquema é aplicado para cada seção transversal que faz parte da geometria inserida no HEC-RAS, cujas propriedades hidráulicas são obtidas a partir da relação Elevação x Área molhada para cada seção transversal. Uma das limitações do uso desse método, ainda, é o fato de que ele não pode ser rodado com trechos inicialmente secos.

A partir do lançamento do HEC-RAS 6.0 e versões subsequentes, passou a existir a opção de resolver o sistema unidimensional das equações de Saint-Venant a partir de um esquema semi-implícito de volumes finitos, que apresenta algumas vantagens como maior estabilidade e possibilidade de simular ambientes inicialmente secos.

METODOLOGIA

Para identificar as diferenças entre resultados obtidos a partir do uso desses dois esquemas numéricos de solução das equações de Saint-Venant, as duas áreas de estudo foram simuladas sob condições idênticas, tanto em termos de geometria e propriedades hidráulicas das seções como em termos de condições de contorno de montante e condição de contorno de jusante. Os hidrogramas de ruptura utilizados como condição de contorno de montante em todas as simulações foram obtidos a partir do uso de equações preditoras de vazão e tempo de pico (Froelich, 1995; Froelich, 2008) que subsidiaram informações para o estabelecimento de um hidrograma com decaimento hiperbólico (Barfield *et al.*, 1981). Nestas equações, T_p é o tempo de pico (h); Q_p é a vazão de pico (m³/s), V_w é o Volume do Reservatório no momento da Ruptura (m³), H_b é altura da lâmina d’água acima da base da brecha formada (m) e g é a aceleração da gravidade.

$$Q_p = 0,607 \times V_w^{0,295} \times H_w^{1,24} \quad (3)$$

$$T_p = 63,2 \sqrt{\frac{V_w}{gH_b^2}} \quad (4)$$

Ainda, as simulações foram realizadas com discretização espacial de 500 metros e condição inicial associada a uma vazão média típica do barramento obtida a partir dos estudos de Siqueira et al., (2018), sendo esse valor de 250 m³/s para a UHE Dona Francisca e de 19,76 para a UHE Ernestina, com opção de mixed flow ativa e condição de contorno de jusante localizada a 60 km de distância de cada barragem. Com toda a geometria associada a coeficientes de manning iguais a 0,03 (tanto para o rio principal como para planícies), os resultados associados aos hidrogramas foram extraídos em seções localizadas a 10, 25, 40, 55 e 60 quilômetros a jusante de cada barramento. Já a elevação da lâmina d'água (e consequentes profundidades associadas) é comparada para todo o trecho simulado no tempo de simulação de 40 horas, que representa 20 horas após o início do rompimento de cada barramento. A comparação quantitativa entre os resultados é realizada a partir da observação do tempo de chegada de cheia (considerado como sendo o tempo para o qual a vazão é igual ou superior ao dobro da vazão de base), vazão de pico, tempo de pico e diferenças de profundidade para cada seção.

Por fim, ressalta-se que a única diferença associada a parâmetros numéricos utilizados nas simulações ocorreu para a UHE Ernestina, para a qual se considerou um *dt* de 4 segundos para o Hec Ras 5.07 e um *dt* de 15 segundos no Hec Ras 6.0, mantendo-se todos os outros parâmetros numéricos idênticos.

RESULTADOS

A comparação entre os hidrogramas obtidos a partir do uso dos dois tipos de resolução das equações de Saint Venant é apresentada para 5 seções distantes respectivamente 10, 25, 40, 55 e 60 km do barramento. Esses resultados são observados na Figura 4 (para a UHE Ernestina), e na Figura 5 para a UHE Dona Francisca. É possível observar um desacoplamento importante, mas ao mesmo tempo não tão relevante no caso da UHE Ernestina. Por outro lado, para a UHE Dona Francisca, o desacoplamento entre as curvas é muito marcante, sendo os resultados totalmente incompatíveis.

Essa diferença de comportamento das simulações, com resultados mais próximos para a UHE Ernestina e mais distantes para a UHE Dona Francisca é refletido na elevação da lâmina d'água ao longo da simulação. Dessa forma, na Figura 3 observa-se a variação de profundidades ao longo do trecho de simulação para a UHE Ernestina e para a UHE Dona Francisca para um tempo associado a 20 horas após o rompimento. Nessa figura pode-se observar que o acoplamento entre ambos resultados é relativamente bom para a UHE Ernestina, com poucas diferenças marcantes. Por outro lado, isso não acontece para a UHE Dona Francisca, cuja elevação da lâmina d'água é totalmente diferente entre ambas as soluções adotadas.

Figura 3– Diferenças entre as duas soluções para a cota da lâmina d'água no tempo de simulação igual a 40 horas (20 horas após o rompimento) calculado para a UHE Ernestina e para a UHE Dona Francisca.

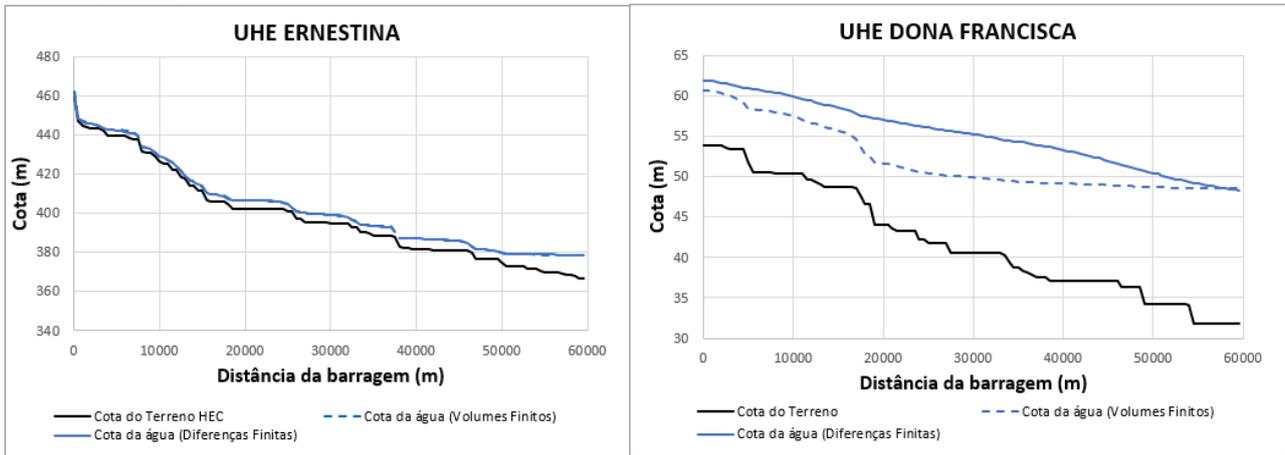


Figura 4– Diferenças entre as duas soluções para o hidrograma de ruptura calculado para a UHE Ernestina.

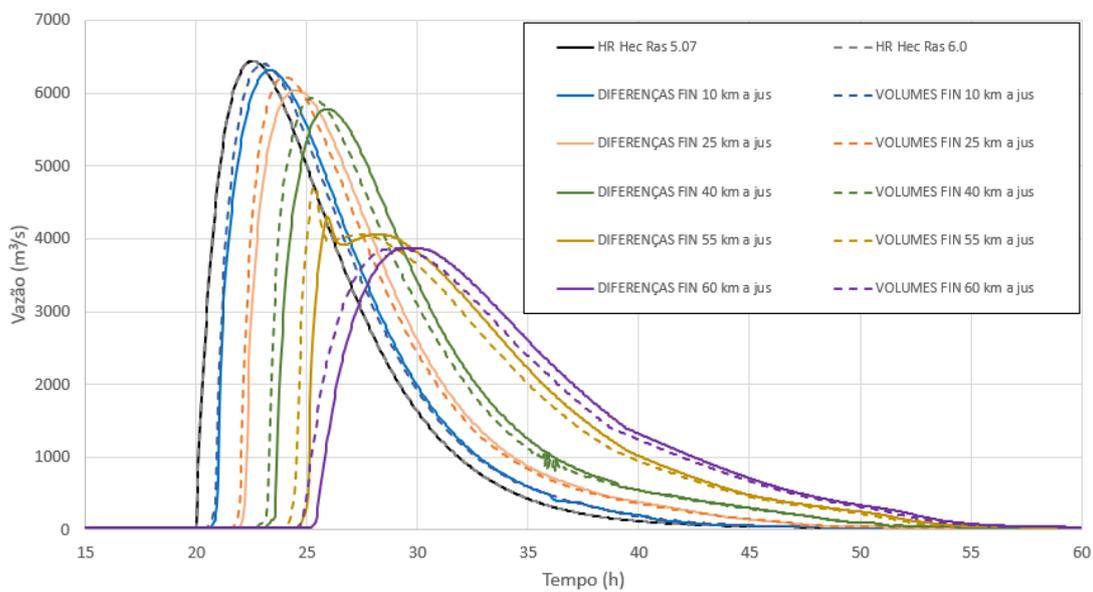
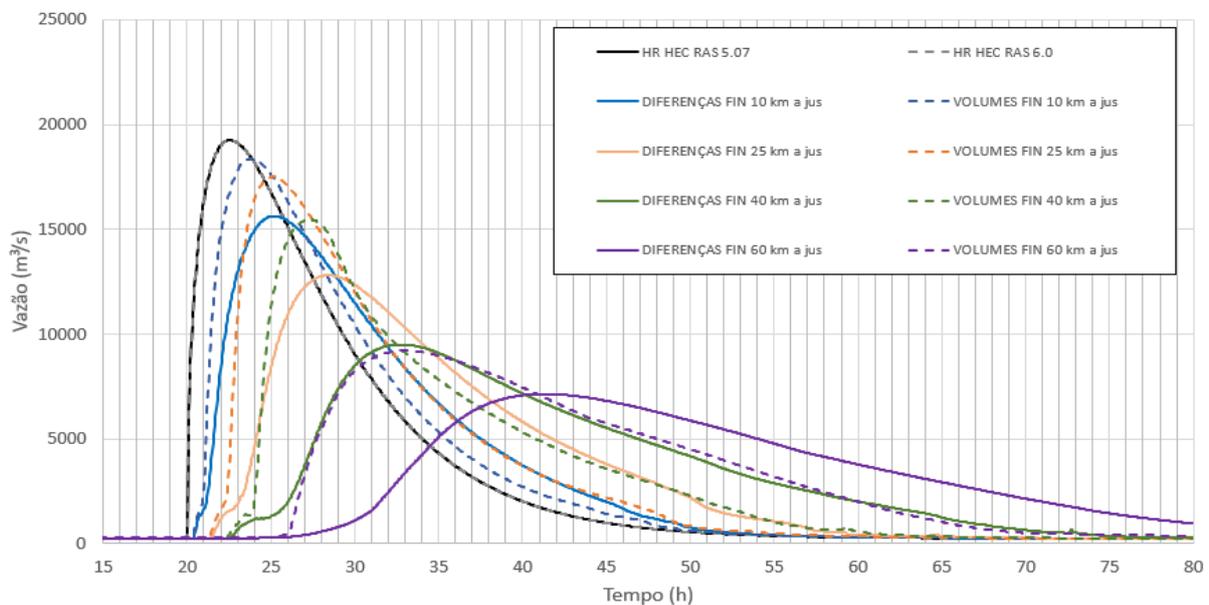


Figura 5– Diferenças entre as duas soluções para o hidrograma de ruptura calculado para a UHE Dona Francisca



Esses resultados são consolidados na Figura 6, utilizando-se como referência a vazão de pico (Q_p), em m^3/s , o tempo de pico (T_p), em horas, e o tempo de chegada da onda de cheia (T_c), também em horas, além da profundidade (m). Nesse sentido, para a UHE Ernestina observam-se diferenças típicas da ordem de 10% quando se trata do tempo de deslocamento da cheia, ao passo que diferenças associadas à vazão de pico são menores (da ordem de 3%), com a resolução por volumes finitos na grande maioria das vezes fornecendo vazões maiores do que as fornecidas pela solução por diferenças finitas. As diferenças obtidas para as profundidades simuladas nas seções apresentaram diferenças que variaram entre o intervalo de 0% a 6%.

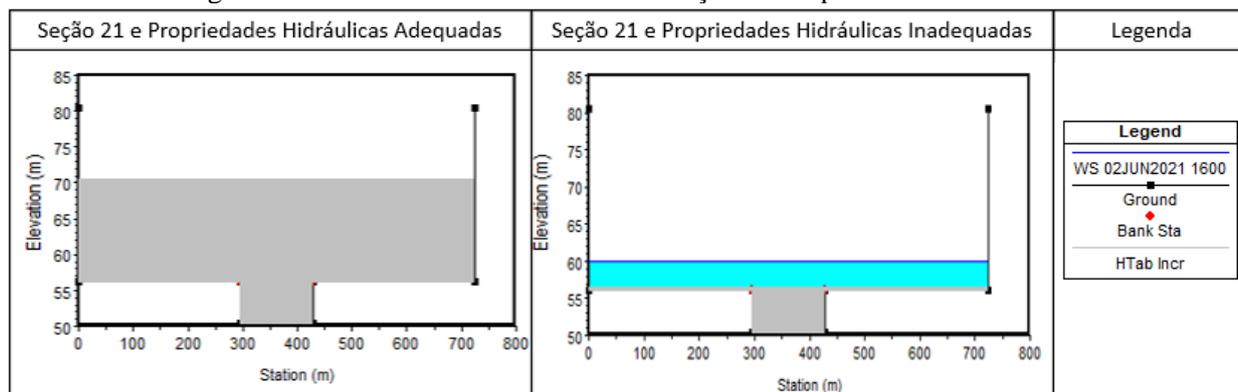
Entretanto, os resultados para a UHE Dona Francisca confirmam o observado nas figuras 3 e 6, com diferenças extremamente altas, da ordem de 30% podendo chegar até ordens de 60%. Nesse sentido, é interessante perceber que, para a UHE Dona Francisca, a utilização de um ou outro esquema numérico pode resultar em valores totalmente diferentes.

Figura 6– Erros percentuais entre os resultados obtidos a partir da abordagem de Volumes Finitos e a abordagem de Diferenças Finitas para a UHE Ernestina e UHE Dona Francisca.

Resultados						
Barragem	Parâmetro	10 km a jus	25 km a jus	40 km a jus	55 km a jus	60 km a jus
UHE Ernestina	Tp Vol. Fin. (h)	3.00	4.00	5.25	5.35	9
	Tp Dif. Fin. (h)	3.35	4.50	5.95	5.95	9.75
	Tc Vol. Fin. (h)	0.60	1.80	2.90	4.15	4.65
	Tc Dif. Fin. (h)	0.75	2.05	3.30	4.75	5.35
	Qp Vol. Fin. (m^3/s)	6405.4	6219.4	5931.5	4732.0	3863.8
	Qp Dif. Fin. (m^3/s)	6315.2	6043.4	5781.7	4301.8	3870.7
	Prof Vol Fin. (m)	2.33	3.60	5.15	8.90	12.08
	Prof Dif Fin. (m)	2.20	3.51	5.14	9.04	12.20
	Diferença Tp	-10.4%	-11.1%	-11.8%	-10.1%	-7.7%
	Diferença Tc	-20.0%	-12.2%	-12.1%	-12.6%	-13.1%
UHE Dona Francisca	Tp Vol. Fin. (h)	3.80	5.10	7.3	7.15	12.95
	Tp Dif. Fin. (h)	5.20	8.40	12.75	19.00	21.30
	Tc Vol. Fin. (h)	0.45	1.45	2.60	3.90	6.00
	Tc Dif. Fin. (h)	0.50	1.65	2.85	4.40	7.65
	Qp Vol. Fin. (m^3/s)	18371.9	17512.3	15472.0	10305.3	9250.2
	Qp Dif. Fin. (m^3/s)	15635.6	12815.3	9506.7	7283.7	7147.9
	Prof Vol Fin. (m)	7.06	8.66	12.08	16.83	16.85
	Prof Dif Fin. (m)	9.47	14.28	16.18	17.03	16.50
	Diferença Tp	-26.9%	-39.3%	-42.7%	-62.4%	-39.2%
	Diferença Tc	-10.0%	-12.1%	-8.8%	-11.4%	-21.6%
Diferença Qp	17.5%	36.7%	62.7%	41.5%	29.4%	
Diferença Cota	-25.4%	-39.4%	-25.3%	-1.2%	2.1%	

Algo importante de salientar a respeito da resolução das equações de Saint-Venant no HEC RAS com abordagem unidimensional, seja qual versão for, é o fato de que a geometria do canal e sua representação hidráulica tem relação direta com os resultados. Tipicamente, a representação hidráulica da geometria unidimensional inserida no HEC RAS se faz a partir da aba de propriedades hidráulicas do modelo. Nesse local podem ser inseridas informações a respeito do “incremento” e do número de pontos de incrementos utilizados em cada seção. A função desse incremento e do número de pontos é discretizar verticalmente variáveis hidráulicas como por exemplo área molhada e perímetro molhado ao longo da seção. Se essa discretização não contempla toda área onde ocorre escoamento, os resultados obtidos podem variar significativamente. A representação desse problema é apresentada na Figura 7, em que a área cinza representa a área de cômputo de propriedades hidráulicas e a área azul representa a elevação da cota d'água para a seção 21 da UHE Dona Francisca após 20 horas do rompimento da barragem. Idealmente essa representação não deve mostrar área associada à água, e sim apenas área cinza que está associada à discretização vertical da seção.

Figura 7– Área de Escoamento e Consideração de Propriedades Hidráulicas.



Neste sentido, após a realização dos testes sintetizados na Figura 6 as propriedades hidráulicas do modelo foram reajustadas (passando de “Inadequadas” para “Adequadas” segundo legenda da Figura 7), de forma a contemplar toda a área de escoamento simulado, e as simulações foram rodadas novamente, gerando resultados aqui intitulados “após ajuste”. A partir da observação dos hidrogramas da Figura 8 (para a UHE Ernestina) e da Figura 9 (para a UHE Dona Francisca) é possível perceber um acoplamento bastante consistente entre ambas as soluções testadas (Diferenças Finitas x Volumes Finitos) após ajuste. O acoplamento se apresenta mais consistente ainda se forem comparados visualmente os resultados apresentados na Figura 8 com os apresentados na Figura 4, para a UHE Ernestina e os apresentados na Figura 9 com os da Figura 5 (para a UHE Dona Francisca).

Da mesma forma, na Figura 10 são apresentados, respectivamente para a UHE Ernestina e para a UHE Dona Francisca, as cotas de lâmina d’água no trecho simulado para o tempo associado a 20 horas após o início do rompimento. Nessas figuras é possível observar um acoplamento extremamente consistente entre ambas as soluções testadas.

Figura 8– Diferenças entre as duas soluções para o hidrograma de ruptura calculado para a UHE Ernestina após ajuste de propriedades hidráulicas.

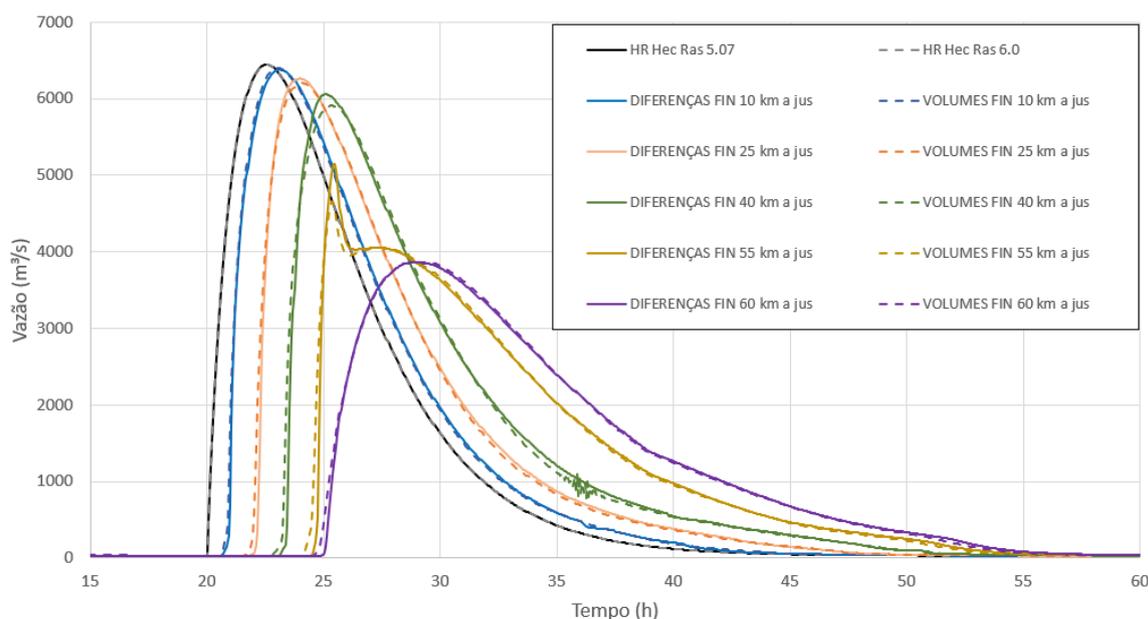


Figura 9– Diferenças entre as duas soluções para o hidrograma de ruptura calculado para a UHE Dona Francisca após ajuste de propriedades hidráulicas.

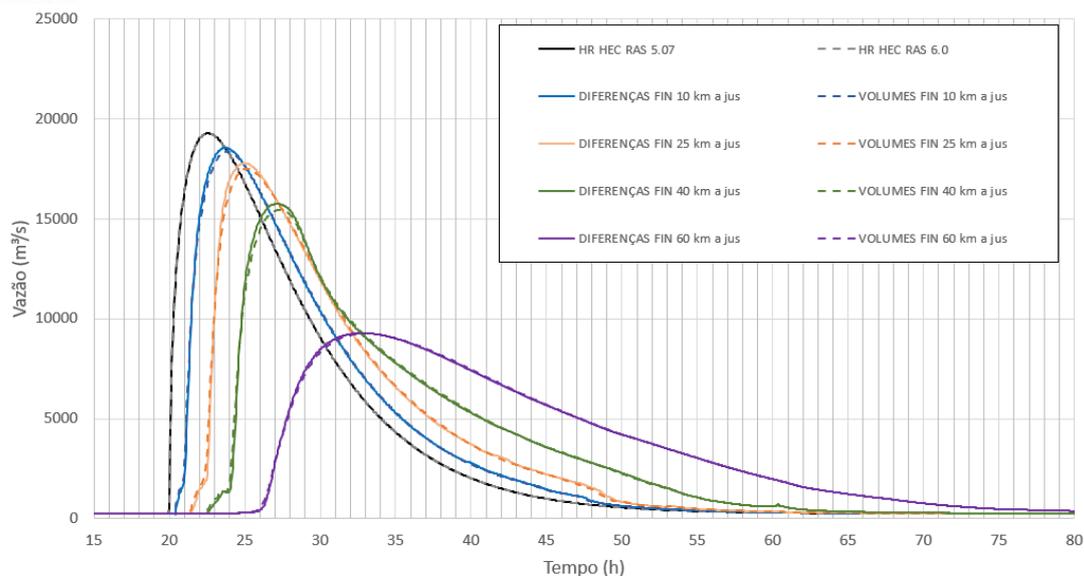
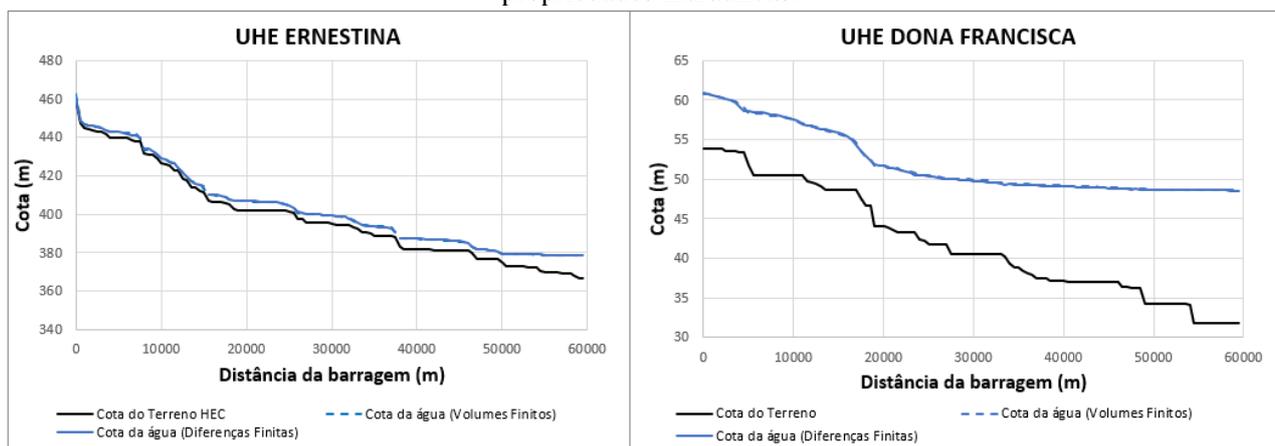


Figura 10– Diferenças entre as duas soluções para a cota da lâmina d’água no tempo de simulação igual a 40 horas (20 horas após o rompimento) calculado para a UHE Ernestina e UHE Dona Francisca após ajuste de propriedades hidráulicas.



Por fim, na Figura 11 são apresentadas, respectivamente para a UHE Ernestina e para a UHE Dona Francisca, as diferenças entre os resultados obtidos considerando as diferentes formas de resolução das equações de Saint Venant: Volumes Finitos e Diferenças Finitas. Observa-se na referida figura que as diferenças associadas ao tempo de pico podem chegar até a ordem de 5%, ao passo que as diferenças associadas ao tempo de chegada da onda de cheia pode ter ordem de 10%, observando-se que o método de volumes finitos em geral antecipa um pouco a chegada da onda de cheia. As diferenças associadas à vazão de pico também podem ser relevantes em alguns locais (ordem de 10%), mas em geral figuram como sendo da ordem de 2%. A variação associada às profundidades simuladas em cada seção melhora significativamente, principalmente quando é analisada a UHE Dona Francisca.

Figura 11– Erros percentuais entre os resultados obtidos a partir da abordagem de Volumes Finitos e a abordagem de Diferenças Finitas para a UHE Ernestina e UHE Dona Francisca após ajuste de propriedades hidráulicas.

Resultados						
Barragem	Parâmetro	10 km a jus	25 km a jus	40 km a jus	55 km a jus	60 km a jus
UHE Ernestina	Tp Vol. Fin. (h)	3.05	4.05	5.35	5.4	9.05
	Tp Dif. Fin. (h)	3.15	3.95	5.10	5.45	8.95
	Tc Vol. Fin. (h)	0.60	1.80	2.90	4.15	4.70
	Tc Dif. Fin. (h)	0.75	2.05	3.20	4.55	5.05
	Qp Vol. Fin. (m ³ /s)	6402.5	6203.3	5907.5	4659.0	3864.3
	Qp Dif. Fin. (m ³ /s)	6379.5	6260.8	6056.0	5151.0	3858.3
	Prof Vol Fin. (m)	2.33	3.60	5.15	8.94	12.12
	Prof Dif Fin. (m)	2.45	3.60	5.24	9.02	12.24
	Diferença Tp	-3.2%	2.5%	4.9%	-0.9%	1.1%
	Diferença Tc	-20.0%	-12.2%	-9.4%	-8.8%	-6.9%
	Diferença Qp	0.4%	-0.9%	-2.5%	-9.6%	0.2%
	Diferença Cota	-4.9%	0.0%	-1.7%	-0.9%	-1.0%
UHE Dona Francisca	Tp Vol. Fin. (h)	3.80	5.15	7.35	7.1	13
	Tp Dif. Fin. (h)	3.70	5.00	7.15	7.10	12.80
	Tc Vol. Fin. (h)	0.45	1.45	2.60	3.85	6.00
	Tc Dif. Fin. (h)	0.50	1.60	2.75	4.10	6.15
	Qp Vol. Fin. (m ³ /s)	18356.7	17488.4	15440.4	10019.9	9248.2
	Qp Dif. Fin. (m ³ /s)	18531.8	17768.2	15731.9	10960.5	9279.8
	Prof Vol Fin. (m)	7.06	8.66	12.08	16.83	16.85
	Prof Dif Fin. (m)	7.09	8.55	11.97	16.78	16.81
	Diferença Tp	2.7%	3.0%	2.8%	0.0%	1.6%
	Diferença Tc	-10.0%	-9.4%	-5.5%	-6.1%	-2.4%
	Diferença Qp	-0.9%	-1.6%	-1.9%	-8.6%	-0.3%
	Diferença Cota	-0.4%	1.3%	0.9%	0.3%	0.2%

CONCLUSÕES

Esse trabalho pode gerar duas conclusões a respeito do uso dos diferentes esquemas numéricos disponíveis para solução das equações de Saint Venant a partir do HEC RAS 6.0:

A primeira, e mais relevante, é atentar para usuários do modelo que o esquema de volumes finitos, para os casos analisados, é muito menos sensível aos parâmetros hidráulicos de cada seção, quando comparado ao esquema de diferenças finitas. Se este parâmetro não estiver bem ajustado quando são simuladas propagações de hidrogramas de ruptura com o esquema de diferenças finitas, os resultados podem ser totalmente discrepantes, com o esquema de volumes finitos gerando possivelmente resultados mais consistentes (por ser pouco sensível a um parâmetro inadequadamente ajustado nas primeiras simulações).

A segunda conclusão é que as diferenças existentes entre o uso de um ou outro esquema numérico para resolução das equações de Saint Venant nos casos de simulação de dambreak estudados, são relativamente pequenas frente às magnitudes de outras incertezas envolvendo estudos de ruptura de barragens, entre as quais podem ser citadas: (i) topografia do vale de jusante; (ii) coeficientes de manning; (iii) formação da brecha; (iv) volume do reservatório; (v) tipo de equacionamento utilizado.

Nesse sentido, esclarece-se que existem diferenças entre os esquemas testados, e que a escolha criteriosa dos parâmetros hidráulicos e numéricos é importante. Além disso, considerando-se os testes realizados, a utilização do esquema de volumes finitos parece ser mais prática por ter menos parâmetros sensíveis a escolher, podendo-se interpretar as diferenças obtidas como uma indicação do grau de incerteza que o modelo hidrodinâmico pode ter devido a erros numéricos.

REFERÊNCIAS

- ALBU, L. M.; ENEA, A.; IOSUB, M.; BREABĂN, I. G. (2020). “*Dam Breach Size Comparison for Flood Simulations. A HEC-RAS Based, GIS Approach for Drăcșani Lake, Sitna River, Romania*”. *Water* 12(4), pp. 1090.
- BARFIELD, B.J.; WARNER, R.C.; HAAN, C. T. “*Applied hydrology and sedimentology for disturbed areas*”. Oklahoma Technical Press. 104-108, pp. 1981.
- BATES, P. D.; HERVOUET, J. M. (1999). “*A new method for moving-boundary hydrodynamic problems in shallow water*”. *Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences* 455(1988), p. 3107–3128.
- Cable News Network (CNN). A Race against the Weather to Avoid Disaster at California’s Oroville Dam. Available online: <https://edition.cnn.com/2017/02/13/us/california-oroville-dam-spillway-failure/index.html> (accessed on 14 February 2017).
- FROEHLICH, D. (2008). “*Embankment dam breach parameters and their uncertainties*”. *Journal of Hydraulic Engineering* 34, p. 1708–1721.
- FROEHLICH, D. (1995). “*Embankment dam breach parameters revisited*”. *Water Resource Engineering*, p. 887–891.
- IRVEM, A.; OZBULDU, M. (2020). “*Evaluation of Flood Simulation for Zeyzoun Dam-Break in Syria Using Hec-Ras Model*”. *Fresenius Environmental Bulletin* 29(2), p. 1250-1255.
- MUDA, R. S.; TUKIMAN, I.; SARKAWI, A. A.; AMIN, M. F. M.; KHIDZIR, A. B. M. (2019). “*Community preparedness for disaster risk reduction from Islamic perspectives in promoting dam disaster management*”. *South East Asia Journal of Contemporary Business, Economics and Law*, 20(6), p. 2289-1560.
- PILOTTI, M.; MILANESI, L.; BACCHI, V.; TOMIROTTI, M.; MARANZONI, A. (2020). “*Dam-Break Wave propagation in alpine valley with HEC-RAS 2D: Experimental cancano test case*”. *Journal of Hydraulic Engineering* 146(6), 05020003.
- PSOMIADIS, E.; TOMANIS, L.; KAVVADIAS, A.; SOULIS, K. X.; CHARIZOPOULOS, N.; MICHAS, S. (2021). “*Potential dam breach analysis and flood wave risk assessment using HEC-RAS and remote sensing data: A multicriteria approach*”. *Water* 13(3), 364.
- RODRIGUES, L. M.; SCHWARZBOLD, A.; OLIVEIRA, M. A. (2012). “*Spatial and temporal variation of Dona Francisca reservoir (Jacuí river, Rio Grande do Sul State), a subtropical reservoir*”. *Acta Scientiarum. Biological Sciences*, 34(3), p. 279-288.
- SAVANT, G.; BERGER, C.; MCALPIN, T. O.; TATE, J. N. (2011). “*Efficient implicit finite-element hydrodynamic model for dam and levee breach*”. *Journal of Hydraulic Engineering* 137(9), p. 1005-1018.
- SIQUEIRA, V. A.; PAIVA, R. C.; FLEISCHMANN, A. S.; FAN, F. M., RUHOFF, A. L.; PONTES, P. R.; PARIS, A.; CALMANT, S.; COLLISCHONN, W. (2018). “*Toward continental hydrologic – hydrodynamic modeling in South America*”. *Hydrology and Earth System Sciences*, p. 4815–4842.
- THOMPSON, F.; DE OLIVEIRA, B. C.; CORDEIRO, M. C., MASI, B. P.; RANGEL, T. P., PAZ, P.; FREITAS, T.; LOPES, G.; SILVA, B. S.; CABRAL, A. S.; SOARES, M.; LACERDA, D.; VERGILIO, C. D. S.; LOPES-FERREIRA, M.; LIMA, C.; THOMPSON, C.; DE REZENDE, C. E.

(2020). “Severe impacts of the Brumadinho dam failure (Minas Gerais, Brazil) on the water quality of the Paraopeba River”. *Science of the Total Environment* 705, p. 135914.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). 2021. “*Hec-Ras River Analysis System, User’s Manual*”. Army Corps of Engineers. EUA. 2021.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual. Hydrologic Engineering Center. California, EUA. 2016.

TSCHIDEL, A.F.; TASSINARI, L.C.S.; FAN, F.M.; PAIVA, R.C.D. “*Barragens e Rompimentos: Compilação Histórica Nacional e Internacional*”. XXIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Foz do Iguaçu., 2019.

ZELEŇÁKOVÁ, M.; FIJKO, R.; LABANT, S.; WEISS, E.; MARKOVIČ, G.; WEISS, R. (2019). “*Flood risk modelling of the Slatvinec stream in Kružlov village, Slovakia*”. *Journal of cleaner production* 212, 109-118.